



**David Miranda Carlos    Reforço com geossintéticos de muros das marinhas  
da Ria de Aveiro**



**David Miranda Carlos    Reforço com geossintéticos de muros das marinhas  
da Ria de Aveiro**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação do Doutor Carlos Daniel Borges Coelho, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho a todos aqueles que acreditam que os sonhos se podem tornar realidade. Em particular à minha mãe que fez de mim a pessoa que sou hoje e à minha namorada, pessoa que sempre me fez acreditar que era possível chegar até aqui.

## **o júri**

presidente

**Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim**

Professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Doutor António Agostinho Martins Mendonça**

Director de Unidade na Soares da Costa, SA

**Prof<sup>a</sup>. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes**

Professora auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor Carlos Daniel Borges Coelho**

Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro



## **agradecimentos**

O meu sincero reconhecimento e agradecimento a todas as pessoas que directa ou indirectamente constituíram o meu suporte ao longo do curso, em particular:

- aos professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro por todos os ensinamentos disponibilizados ao longo dos últimos cinco anos;
- à Professora Margarida Lopes e aos Professores Carlos Coelho e Fernando Bonito por todos os conhecimentos, disponibilidade e atenção prestadas, imprescindíveis para a realização deste trabalho;
- à Engenheira Sandra Costa e ao Sr. Raul Barros (técnico do laboratório), pela ajuda prestada na realização dos ensaios laboratoriais;
- à Engenheira Carla Barbosa pela ajuda prestada na utilização da ferramenta informática Slope/W;
- aos meus colegas e amigos companheiros de jornada, especialmente ao António, ao Bruno, ao Miguel, à Nilsa e ao Vitor que estes cinco anos sempre estiveram presentes nos bons e maus momentos;
- a toda a minha família e à família da minha namorada, em especial aos pais e irmãos pelo apoio nos momentos de maior dificuldade;
- à minha namorada por ser o meu suporte emocional e a pessoa que nunca me deixou desistir.

A todos muito obrigado.

## palavras-chave

Dimensionamento, Geossintéticos, Solos finos, Muros da Ria de Aveiro, Marinhas de Sal.

## resumo

A necessidade de intervenção nos muros das marinhas de sal da Ria de Aveiro é evidente.

Para tal é necessário estudar soluções estruturais para o seu reforço, pois as técnicas usadas no passado mostram-se incapazes de proporcionar a durabilidade e funcionalidade desejada para estas estruturas.

Neste trabalho é estudada a solução de reforço deste tipo de muros recorrendo à aplicação de geossintéticos. Ele incidiu no estudo de um muro real e de um perfil com características genéricas. Procurou-se ainda estudar a construção destes muros recorrendo a materiais de aterro tradicionais (solos granulares) e materiais de aterro não convencionais, ou seja, os solos finos locais. Consoante o tipo de material de aterro considerado, foram estudadas diferentes soluções, recorrendo a geossintéticos adequados e de diferentes tipos.

Da pesquisa bibliográfica realizada resultou a aplicação de diferentes métodos para realizar o dimensionamento interno destes muros. Assim, este foi realizado através dos métodos de método de Jewell (1996) e do método do Nordic Handbook (Rogbeck *et al.*, 2002), para solos granulares, e através do método descrito por Naughton *et al.* (2001), para solos finos.

Para completar o dimensionamento destes muros realizou-se ainda a verificação da estabilidade externa através da metodologia do Eurocódigo 7 e a verificação da capacidade de protecção dos muros relativamente à entrada de água para o interior das marinhas.

Para proceder à caracterização dos solos em causa foram realizados ensaios “in situ” e de laboratório e foi feita pesquisa bibliográfica.

Os resultados obtidos pelas diferentes metodologias e com os vários materiais utilizados são analisados e comparados. São ainda sintetizadas as principais conclusões deste estudo e apontados alguns caminhos futuros para o seu desenvolvimento.

**keywords**

Design, geosynthetics, fine soils, Walls of Ria de Aveiro, Salt Marines.

**abstract**

The need for intervention in the walls of sea salt marines of the Ria de Aveiro is evident.

This requires studying structural solutions to reinforce such walls, as the techniques used in the past proved incapable of providing the durability and functionality required for these structures.

In this work the solution for reinforcing this type of walls was studied, by considering the application of geosynthetics. A real wall and a profile with generic features were studied. It was also aimed to study the construction of walls using traditional fill materials (granular soils) and non-conventional fill materials, as the local fine soils. Depending on the type of fill material considered, different solutions were studied, using the appropriate geosynthetics and of different types.

From the literature review carried out, resulted the application of different methods to achieve the internal design of these walls. This was done by using the method of Jewell (1996) and the method of the Nordic Handbook (Rogbeck *et al.*, 2002), for granular soils, and the method described by Naughton *et al.* (2001), for fine soils.

To complete the design of these walls, their external stability was studied, considering the methodology of Eurocode 7, as well as the capability of the walls to protect the salt marines from the entry of water.

To carry out the characterization of these soils, tests have been done, both "in situ" and in laboratory as well as literature review.

The results obtained by different methods and the various materials are analyzed and compared. The main conclusions of this study are also summarized and some future directions for its development are identified.

## Índice

|   |       |
|---|-------|
| Índice .....  | i     |
| Índice de Figuras .....   | iv    |
| Índice de Tabelas .....   | vi    |
| Lista de símbolos .....   | viii  |
| <br>Preâmbulo .....   | <br>1 |
| Capítulo 1: As Marinhas da Ria de Aveiro .....  | 3     |
| 1.1.    Preâmbulo .....   | 3     |
| 1.2.    A Ria de Aveiro .....   | 3     |
| 1.3.    As Salinas e a produção de sal .....  | 4     |
| 1.4.    Os muros das marinhas de sal de Aveiro .....                                      | 5     |
| 1.4.1.    Técnicas tradicionais de construção, materiais utilizados e sua geometria ..... | 5     |
| 1.4.2.    Causas e consequências da degradação dos muros .....                            | 6     |
| 1.4.3.    Técnicas actuais de estabilização utilizadas .....                              | 7     |
| 1.4.4.    Soluções de reforço apontadas por estudos anteriores .....                      | 7     |
| Capítulo 2: Proposta de novas soluções com reforço de solos .....                         | 9     |
| 2.1.    Preâmbulo .....   | 9     |
| 2.2.    Caracterização e classificação dos solos .....                                    | 9     |
| 2.3.    Caracterização de geossintéticos .....  | 11    |
| 2.4.    Métodos de dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos .....           | 15    |
| 2.5.    Dimensionamento interno do muro .....   | 17    |
| 2.5.1.    Considerações gerais .....  | 17    |
| 2.5.2.    Materiais de aterro tradicionais .....  | 18    |
| 2.5.2.1.    Método de Jewell .....  | 18    |
| 2.5.2.2.    Método do Nordic Handbook .....   | 25    |
| 2.5.3.    Materiais de aterro não convencionais – solos finos .....                       | 27    |
| 2.6.    Verificação da estabilidade externa do muro .....                                 | 32    |
| 2.6.1.    Considerações gerais .....  | 32    |
| 2.6.2.    Deslizamento pela base .....  | 33    |
| 2.6.3.    Derrubamento .....  | 34    |
| 2.6.4.    Capacidade de carga do terreno de fundação .....                                | 34    |

|             |   |    |
|-------------|---|----|
| 2.6.5.      | Escorregamento global.....  | 35 |
| 2.6.6.      | Eurocódigo 7 (EN 1997-1: 2004 E).....                                   | 35 |
| 2.6.7.      | Casos particulares .....  | 39 |
| 2.7.        | Definição da cota de coroamento.....                                    | 40 |
| Capítulo 3: | Casos de estudo .....   | 41 |
| 3.1.        | Preâmbulo .....   | 41 |
| 3.2.        | Considerações gerais sobre o dimensionamento.....                       | 41 |
| 3.3.        | Caso A – Estudo de um perfil de muro genérico para toda a Ria.....      | 44 |
| 3.3.1.      | Caracterização dos materiais a utilizar para a construção do muro ..... | 44 |
| 3.3.1.1.    | Características dos solos .....   | 44 |
| 3.3.1.1.1.  | Características de identificação (Gomes, 1992).....                     | 45 |
| 3.3.1.1.2.  | Características físicas (Gomes, 1992).....                              | 46 |
| 3.3.1.1.3.  | Características de compressibilidade (Gomes, 1992).....                 | 46 |
| 3.3.1.1.4.  | Características dos solos obtidas em Bonito (2008) .....                | 47 |
| 3.3.1.1.5.  | Características dos solos escolhidas para o dimensionamento .....       | 47 |
| 3.3.1.2.    | Propriedades dos geossintéticos de reforço .....                        | 49 |
| 3.3.2.      | Definição das acções de dimensionamento.....                            | 51 |
| 3.3.2.1.    | Acções provocadas pela água .....                                       | 51 |
| 3.3.2.2.    | Sobrecargas .....   | 52 |
| 3.3.2.3.    | Definição do perfil a estudar.....                                      | 52 |
| 3.3.3.      | Dimensionamento do muro Caso A1 .....                                   | 53 |
| 3.3.3.1.    | Dimensionamento interno .....   | 53 |
| 3.3.3.2.    | Verificação da estabilidade externa .....                               | 58 |
| 3.3.4.      | Dimensionamento do muro Caso A2 .....                                   | 60 |
| 3.3.4.1.    | Dimensionamento interno .....   | 60 |
| 3.3.4.2.    | Verificação da estabilidade externa .....                               | 62 |
| 3.4.        | Caso B – Estudo do muro da marinha da Universidade de Aveiro .....      | 63 |
| 3.4.1.      | Apresentação do Caso de estudo B.....                                   | 63 |
| 3.4.2.      | Caracterização do muro em estudo .....                                  | 63 |
| 3.4.2.1.    | Estado de conservação .....   | 63 |
| 3.4.2.2.    | Perfis transversais tipo .....  | 64 |
| 3.4.3.      | Caracterização dos materiais do muro .....                              | 70 |
| 3.4.3.1.    | Características dos solos .....   | 70 |
| 3.4.3.1.1.  | Características de identificação.....                                   | 70 |

---

|                                 |  |     |
|---------------------------------|--|-----|
| 3.4.3.1.2.                      | Características físicas .....                                    | 71  |
| 3.4.3.1.3.                      | Características de resistência .....                             | 72  |
| 3.4.3.1.4.                      | Características de compressibilidade.....                        | 74  |
| 3.4.3.1.5.                      | Características dos solos escolhidas para o dimensionamento..... | 74  |
| 3.4.3.2.                        | Características dos geossintéticos de reforço .....              | 75  |
| 3.4.4.                          | Definição das acções de dimensionamento .....                    | 75  |
| 3.4.5.                          | Verificação de segurança do muro existente (Caso B1).....        | 75  |
| 3.4.5.1.                        | Verificação ao galgamento do muro.....                           | 75  |
| 3.4.5.2.                        | Verificação da estabilidade externa.....                         | 76  |
| 3.4.5.3.                        | Considerações finais.....  | 77  |
| 3.4.6.                          | Dimensionamento de nova solução (Caso B2).....                   | 77  |
| 3.4.6.1.                        | Definição do novo perfil do muro .....                           | 77  |
| 3.4.6.2.                        | Dimensionamento interno .....                                    | 78  |
| 3.4.6.3.                        | Verificação da estabilidade externa.....                         | 80  |
| Capítulo 4:                     | Discussão de resultados e disposições construtivas .....         | 81  |
| 4.1.                            | Preâmbulo.....   | 81  |
| 4.2.                            | Discussão de resultados.....                                     | 81  |
| 4.2.1.                          | Ensaio laboratoriais.....  | 81  |
| 4.2.2.                          | Muro existente – Caso B .....                                    | 84  |
| 4.2.3.                          | Verificação da estabilidade externa.....                         | 85  |
| 4.2.4.                          | Verificação da estabilidade interna .....                        | 87  |
| 4.3.                            | Processo construtivo.....  | 95  |
| 4.4.                            | Medidas de correcção da estabilidade durante a construção .....  | 98  |
| 4.5.                            | Medidas de protecção ambiental dos muros.....                    | 98  |
| 4.6.                            | Perfil de construção .....                                       | 101 |
| Capítulo 5:                     | Disposições finais.....  | 103 |
| 5.1.                            | Conclusões.....  | 103 |
| 5.2.                            | Desenvolvimentos futuros .....                                   | 106 |
| Referências Bibliográficas..... |  | 109 |
| Anexo A:                        | Ensaio Laboratoriais .....                                       | A.1 |
| Anexo B:                        | Dimensionamento.....   | B.1 |

---

## Índice de Figuras

|              |   |    |
|--------------|---|----|
| Figura 1.1.  | Localização do Salgado da Ria de Aveiro (Coelho <i>et al.</i> , 2008).....  | 4  |
| Figura 1.2.  | Processo tradicional de construção dos muros, em “torrão”: a) realização das primeiras camadas, b) muro sem “capelo de lama” e c) muro terminado (Pereira e Coelho, 2007) .....   | 6  |
| Figura 2.1.  | Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar (EN ISO 10318: 2005): a) drenagem; b) filtragem; c) protecção; d) reforço; e) separação; f) controlo de erosão superficial; e g) barreira de fluidos (Pinho-Lopes, 2006) ..... | 12 |
| Figura 2.2.  | Talude reforçado. Simbologias (adaptado de Jewell, 1996).....   | 19 |
| Figura 2.3.  | Diferentes zonas de um talude reforçado (adaptado de Jewell, 1996).....   | 20 |
| Figura 2.4.  | Tensões máximas requeridas e tensões disponíveis nos reforços (adaptado de Lopes, 2000).....  | 20 |
| Figura 2.5.  | Coeficiente de impulsos de terras requerido $K_{req}$ , para $r_u=0$ (adaptado de Jewell, 1996) .....   | 21 |
| Figura 2.6.  | Correcção do diagrama de pressões a considerar no dimensionamento (adaptado de Jewell, 1996) .....  | 23 |
| Figura 2.7.  | Comprimento mínimo requerido $L_R$ , para Estabilidade Global $(L_R/H)_{global}$ ; $r_u=0$ (adaptado de Jewell, 1996).....  | 24 |
| Figura 2.8.  | Comprimento mínimo requerido $L_R$ , Corte Directo $(L_R/H)_{cd}$ ; $r_u=0$ ; (adaptado de Jewell, 1996) .....  | 24 |
| Figura 2.9.  | Modelo para o dimensionamento (adaptado de Rogbeck <i>et al.</i> , 2002).....   | 26 |
| Figura 2.10. | Esquema do método de dimensionamento (adaptado de Naughton <i>et al.</i> , 2001) .....  | 29 |
| Figura 2.11. | Gráfico para obtenção da constante C (adaptado de Naughton <i>et al.</i> (2001)) ..   | 29 |
| Figura 2.12. | Mecanismos de rotura externa: a) deslizamento pela base; b) derrubamento; c) capacidade de carga da fundação; d) deslizamento do conjunto composto pela obra e pela fundação (Jewell, 1996) .....   | 33 |
| Figura 2.13. | Ilustração das grandezas necessárias para obtenção da cota de coroamento ....   | 40 |
| Figura 3.1.  | Tipos de geossintéticos utilizados no dimensionamento: a) Geocompósito GCR2; b) Geocompósito GCR1; c) Geogrelhas uniaxiais GGR1 e GGR2.....   | 51 |

|              |   |     |
|--------------|---|-----|
| Figura 3.2.  | Perfil de dimensionamento do muro genérico para a Ria de Aveiro.....  | 53  |
| Figura 3.3.  | Estado de conservação do muro de protecção da marinha: a) vegetação superficial; b) roturas parciais. ....  | 64  |
| Figura 3.4.  | Perfis de caracterização do muro da marinha de sal da Universidade de Aveiro (adaptado de Google Earth [4]).....  | 65  |
| Figura 3.5.  | Fotografia do reforço de madeira aplicado no perfil 1 .....   | 66  |
| Figura 3.6.  | Perfil transversal 1 .....  | 66  |
| Figura 3.7.  | Rotura associada ao perfil 2 .....  | 67  |
| Figura 3.8.  | Perfil transversal 2.....   | 67  |
| Figura 3.9.  | Talude reabilitado com aplicação de geossintéticos.....   | 68  |
| Figura 3.10. | Perfil transversal 3.....   | 68  |
| Figura 3.11. | Rotura associada ao perfil 4 .....  | 69  |
| Figura 3.12. | Perfil transversal 4.....   | 69  |
| Figura 3.13. | Perfil transversal 5.....   | 69  |
| Figura 3.14. | Perfil de recolha de amostras de solo .....   | 70  |
| Figura 3.15. | Número de pancadas $N_{20}$ obtidas pelo ensaio de penetração dinâmica DPSH .....   | 73  |
| Figura 3.16. | Perfil para verificação da estabilidade externa do muro da marinha da Universidade de Aveiro – Caso B1 .....  | 76  |
| Figura 3.17. | Novo perfil de dimensionamento para o muro da marinha da Universidade de Aveiro .....   | 78  |
| Figura 4.1.  | Dispositivos de controlo de erosão de taludes: a) geocélulas; b) geogrelha de protecção de vegetação plantada; c) gabião tubular; d) gabião e enrocamento; e) colchões Reno [6], [7] e [8]..... | 100 |
| Figura 4.2.  | Perfil de construção .....  | 101 |



## Índice de Tabelas

|              |   |    |
|--------------|---|----|
| Tabela 2.1.  | Funções principais dos geossintéticos (adaptado de Pinho-Lopes, 2006) .....   | 12 |
| Tabela 2.2.  | Propriedades dos geossintéticos.....  | 13 |
| Tabela 2.3.  | Normas de ensaios para aferição das propriedades dos geossintéticos.....  | 14 |
| Tabela 2.4.  | Valores para o coeficiente de interacção solo-reforço para diferentes valores de ângulo de atrito do solo (adaptado de Naughton <i>et al.</i> (2001)).....        | 31 |
| Tabela 2.5.  | Características de compressibilidade do exemplo de dimensionamento de Naughton <i>et al.</i> (2001) .....   | 31 |
| Tabela 2.6.  | Resultados obtidos no exemplo de dimensionamento de Naughton <i>et al.</i> (2001) .....   | 32 |
| Tabela 2.7.  | Coeficientes de segurança parciais a aplicar aos parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) para estado limite último do tipo (EQU).....                                   | 36 |
| Tabela 2.8.  | Coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções ( $\gamma_F$ ) ou aos efeitos das acções ( $\gamma_E$ ) para estado limite último do tipo (EQU) .....      | 37 |
| Tabela 2.9.  | Coeficientes de segurança parciais a aplicar às resistências ( $\gamma_R$ ) para estruturas de suporte para estado limite último do tipo (GEO e STR) .....        | 37 |
| Tabela 2.10. | Coeficientes de segurança parciais a aplicar aos parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) para estado limite último do tipo (GEO e STR) .....                            | 38 |
| Tabela 2.11. | Coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções ( $\gamma_F$ ) ou aos efeitos das acções ( $\gamma_E$ ) para estado limite último do tipo (GEO e STR)..... | 38 |
| Tabela 3.1.  | Parâmetros de identificação dos solos da unidade geotécnica “CAL” (Gomes, 1992).....  | 46 |
| Tabela 3.2.  | Parâmetros físicos dos solos da unidade geotécnica “CAL” (Gomes, 1992) ...  | 46 |
| Tabela 3.3.  | Parâmetros de compressibilidade dos solos lodosos da unidade geotécnica “CAL” (Gomes, 1992) .....   | 47 |
| Tabela 3.4.  | Parâmetros dos geossintéticos utilizados para os métodos de dimensionamento interno.....  | 49 |
| Tabela 3.5.  | Coeficientes de minoração das propriedades dos geossintéticos utilizados .....  | 50 |
| Tabela 3.6.  | Algumas equações utilizadas no método de Jewell .....   | 55 |
| Tabela 3.7.  | Resultados para duas soluções propostas através do Método de Jewell.....  | 55 |

|              |  |    |
|--------------|--|----|
| Tabela 3.8.  | Resultados para duas soluções propostas através do Método do Nordic Handbook com espaçamento vertical entre reforços de 0,3 m..... | 58 |
| Tabela 3.9.  | Caso A2 – Resultados para as duas combinações de características do solo fino .....  | 61 |
| Tabela 3.10. | Características de identificação do solo do muro .....   | 71 |
| Tabela 3.11. | Classificação das amostras de solo.....  | 71 |
| Tabela 3.12. | Características físicas do solo do muro .....  | 72 |
| Tabela 3.13. | Características de compressibilidade do solo do muro.....  | 74 |
| Tabela 3.14. | Verificação do galgamento dos perfis levantados do muro da marinha da Universidade de Aveiro – Caso B1 .....                       | 76 |
| Tabela 3.15. | Resultados para as duas combinações de características do solo fino.....   | 79 |
| Tabela 4.1.  | Parâmetros para solos do tipo Areias lodosas .....   | 81 |
| Tabela 4.2.  | Parâmetros para solos do tipo Lodos c.a. ....  | 82 |
| Tabela 4.3.  | Parâmetros para solos do tipo Lodos s.s.....   | 83 |
| Tabela 4.4.  | Parâmetros para solos do tipo Lodos a. ....  | 83 |
| Tabela 4.5.  | Resultados das verificações de estabilidade externa .....  | 86 |
| Tabela 4.6.  | Resultados obtidos através dos métodos de dimensionamento interno – Solos granulares.....  | 89 |
| Tabela 4.7.  | Resultados obtidos através dos métodos de dimensionamento interno – Solos finos .....  | 93 |
| Tabela 4.8.  | Tempo de dissipação de excessos de pressão intersticial (T) e respectivos assentamentos verticais ( $\delta_v$ ) .....             | 97 |

## Lista de símbolos

|                         |   |
|-------------------------|---|
| $a_b$                   | Área da face da geogrelha disponível para mobilizar resistência passiva   |
| $a_s$                   | Área sólida da superfície lateral da geogrelha  |
| $a_v$                   | Coeficiente de compressibilidade  |
| $A$                     | Altura média do aterro fora do reforço  |
| $A_c$                   | Valor de cálculo dos efeitos provocados pela combinação das acções relevantes para os estados limites de utilização |
| $A_t$                   | Nível de actividade da argila   |
| $A_1$                   | Conjunto 1 de coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções  |
| $A_1^*$                 | Conjunto 1 de coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções actuates na estrutura                          |
| $A_2$                   | Conjunto 2 de coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções  |
| $A_2^+$                 | Conjunto 2 de coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções geotécnicas                                    |
| $b_c, b_q$ e $b_\gamma$ | Factores devidos à inclinação da base da sapata   |
| $B$                     | Espessura das barras da geogrelha   |
| $B'$                    | Largura efectiva da fundação  |
| $B_r$                   | Largura do reforço  |
| $c$                     | Coesão do solo  |
| $c'$                    | Coesão do solo em termos de tensão efectiva   |
| $c_c'$                  | Coesão de cálculo do solo em termos de tensão efectiva  |
| $c_u$                   | Coesão não drenada  |
| $c_v$                   | Coeficiente de consolidação vertical  |
| $C$                     | Constante para cálculo do tempo de dissipação da tensão intersticial  |
| $C_c$                   | Índice de compressão  |
| $C_r$                   | Índice de recompressão  |
| $C_{ATM}$               | Coeficiente de segurança parcial para factores atmosféricos   |
| $C_{DDI}$               | Coeficiente de segurança parcial para a danificação durante a instalação em obra                                    |
| $C_{FLU}$               | Coeficiente de segurança parcial para os efeitos de fluência nos reforços   |
| $C_\alpha$              | Índice de compressão secundária,  |
| $d_c, d_q$ e $d_\gamma$ | Factores de profundidade  |

---

|                            |   |
|----------------------------|---|
| $D_c$                      | Valor limite de cálculo para o efeito em verificação  |
| DA1                        | Abordagem de cálculo do coeficiente de segurança para os materiais                                |
| DA2                        | Abordagem de cálculo do coeficiente de segurança para as resistências                             |
| DA3                        | Abordagem de cálculo mista  |
| DPSH                       | Ensaio com Penetrómetro dinâmico super pesado   |
| $e$                        | Índice de vazios  |
| $e_h$                      | Espaçamento horizontal  |
| $e_v$                      | Espaçamento vertical  |
| $e_{vmáx}$                 | Espaçamento vertical máximo entre reforços  |
| $e_x$                      | Excentricidade  |
| $e_0$                      | Índice de vazios inicial  |
| $E_c$                      | Valor de cálculo do efeito das acções   |
| $E_{dst,c}$                | Valor de cálculo do efeito destabilizador das acções  |
| $E_{pwp,i}$                | Pressão intersticial gerada pela construção de uma camada de aterro $i$ sobre outra pré-existente |
| $E_{stb,c}$                | Valor de cálculo do efeito estabilizador das acções   |
| Exp                        | Expansibilidade do solo   |
| EQU                        | Estado limite último para a perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno                        |
| $f$                        | Coeficiente de resistência na interface solo-reforço  |
| $f_a$                      | Coeficiente de resistência ao arranque na interface solo-reforço                                  |
| $f_c$ , $f_q$ e $f_\gamma$ | Factores devidos à existência de uma fronteira rígida   |
| $f_{cd}$                   | Coeficiente de resistência ao corte directo na interface solo-reforço                             |
| $F_{aterro}$               | Força provocada pelo solo da zona não reforçada na zona reforçada                                 |
| $F_c$                      | Força resistente de cálculo dos reforços  |
| $F_{cJ}$                   | Valor de cálculo da força resistente obtida através do método de Jewell                           |
| $F_{cNH}$                  | Valor de cálculo da força resistente obtida através do método do Nordic Handbook                  |
| $F_k$                      | Força característica resistente dos reforços  |
| $F_{ult}$                  | Força de cedência do material   |
| $F_{Diss}$                 | Factor de segurança aplicado ao tempo de dissipação   |
| $F_\varepsilon$            | Força para determinada extensão, $\varepsilon$  |
| $g_c$ , $g_q$ e $g_\gamma$ | Factores de inclinação do talude  |
| GEO                        | Estado limite último para a rotura ou deformação excessiva do terreno                             |

---

|                         |   |
|-------------------------|---|
| $h$                     | Altura de uma camada de solo  |
| $H$                     | Altura do talude  |
| $H'$                    | Altura de cálculo do talude para considerar o efeito da sobrecarga                |
| $H_a$                   | Altura inicial da amostra consolidada no ensaio edométrico (Método de Taylor)     |
| $H_0$                   | Altura da onda tipo   |
| $HG$                    | Gradiente hidráulico  |
| $HYD$                   | Estado limite último para o levantamento hidráulico, erosão interna e “piping”    |
| $i_c, i_q$ e $i_\gamma$ | Factores de inclinação da carga   |
| $inc$                   | inclinação da crista do talude  |
| $I_i^h$                 | Componente horizontal do impulso actuante $i$                                     |
| $I_i^v$                 | Componente vertical do impulso actuante $i$                                       |
| $I_i^{//base}$          | Componente com a direcção da base do muro do impulso actuante $i$                 |
| $I_i^{\perp base}$      | Componente com a direcção perpendicular à base do muro do impulso actuante $i$    |
| $I_C$                   | Índice de consistência  |
| $I_L$                   | Índice de liquidez  |
| $I_P$                   | Índice de plasticidade  |
| $K_a$                   | Coefficiente do impulso activo do solo  |
| $K_c$                   | Coefficiente de impulso de terras de cálculo                                      |
| $K_{Req}$               | Coefficiente de impulso de terras exigido no caso de adesão solo-reforço perfeita |
| $L$                     | Largura da zona reforçada   |
| $L_a$                   | Comprimento de arranque dos reforços  |
| $L_a^{base}$            | Comprimento de arranque exigido nos reforços na base do talude                    |
| $L_{base}$              | Comprimento da base do muro.  |
| $L_e$                   | Comprimento total mínimo para prevenir o escorregamento                           |
| $L_A$                   | Comprimento do reforço na zona activa (Método do Nordic Handbook)                 |
| $L_P$                   | Comprimento do reforço na zona passiva (Método do Nordic Handbook)                |
| $L_R$                   | Comprimento total de reforço no caso de adesão solo-reforço perfeita              |
| $L_{Rc.d}$              | Comprimento total dos reforços para evitar o corte directo                        |
| $L_{Rglobal}$           | Comprimento total dos reforços para garantir a estabilidade global                |
| $L_0$                   | Comprimento da onda tipo  |
| $(L_a/H)^{base}$        | Relação entre o comprimento de arranque na base do muro e a altura do talude      |

---

|                         |  |
|-------------------------|--|
| $(L_R/H)_{cd}$          | Relação entre comprimento total dos reforços e a altura do talude para evitar o corte directo                                    |
| $(L_R/H)_{global}$      | Relação entre comprimento total dos reforços e a altura do talude para garantir a estabilidade global                            |
| $m_v$                   | Coefficiente de compressibilidade volumétrica  |
| $M_{acções}$            | Momentos provocados pelas acções   |
| $M_{resistências}$      | Momentos resistentes as derrubamento   |
| M1                      | Conjunto 1 de coeficientes de segurança parciais a aplicar aos parâmetros do solo  |
| M2                      | Conjunto 2 de coeficientes de segurança parciais a aplicar aos parâmetros do solo  |
| n                       | Número de camadas de solo a construir  |
| $N_c, N_q$ e $N_\gamma$ | Factores de capacidade de carga  |
| $N_{20}$                | Número de pancadas necessárias para a ponteira do DPSH penetrar 0,2 m de espessura de solo                                       |
| $p_a$                   | Pressão horizontal num determinado ponto (com água)  |
| $p_{a,máx}$             | Pressão horizontal máxima do solo e água   |
| P                       | Profundidade   |
| PM                      | Cota máxima da água em preia-mar de águas vivas  |
| PPR1                    | Percentagem de um parâmetro obtido pelo Método do Nordic Handbook, relativamente ao mesmo parâmetro obtido pelo Método de Jewell |
| PPR2                    | Percentagem de um parâmetro obtido pelo Método para solos finos, relativamente ao mesmo parâmetro obtido pelo Método de Jewell   |
| PTR                     | Percentagem da diminuição de $F_\varepsilon$ para $F_c$  |
| q                       | Tensão total aplicada pelo solo acima da fundação  |
| q'                      | Tensão efectiva aplicada pelo solo acima da fundação   |
| $q_{ult}$               | Capacidade de carga do solo  |
| $q_G$                   | Acções permanentes   |
| $q_Q$                   | Acções variáveis   |
| $Q_{adm}$               | Carga admissível para o solo de fundação   |
| $r_u$                   | Razão de pressão intersticiais   |
| R                       | Força de reacção do solo de fundação   |
| $R_a$                   | Resistência adicional  |
| $R_c$                   | Valor de cálculo das resistências  |

---

|                         |  |
|-------------------------|--|
| $R_{u2\%}$              | Espraçamento da ondulação  |
| R1                      | Conjunto 1 de coeficientes de segurança parciais a aplicar às resistências                                 |
| R2                      | Conjunto 2 de coeficientes de segurança parciais a aplicar às resistências                                 |
| R3                      | Conjunto 3 de coeficientes de segurança parciais a aplicar às resistências                                 |
| $s_c, s_q$ e $s_\gamma$ | Factores de forma da fundação  |
| S                       | Espaçamento entre barras transversais de uma geogrelha   |
| STR                     | Estado limite último para a rotura interna e deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais |
| t                       | Tempo  |
| $t_{90}$                | Tempo em que ocorre 90% da consolidação (Método de Taylor)   |
| T                       | Tempo de dissipação dos excessos de pressão intersticial   |
| Trans.                  | Transmissividade do geossintético  |
| $T_{acções}$            | Forças com a direcção da base do muro que provocam o deslizamento devidas às acções                        |
| $T_{resistências}$      | Forças resistentes ao deslizamento com a direcção da base do muro  |
| TE                      | Tensões efectivas  |
| TT                      | Tensões totais   |
| u                       | Tensão intersticial  |
| $U_z$                   | Deslocamento vertical  |
| UPL                     | Estado limite último para a perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno por levantamento                |
| V                       | Volume de água dissipado   |
| $V_c$                   | Esforço vertical de cálculo aplicado na fundação   |
| w                       | Teor em água   |
| $w_{médio}$             | Teor em água médio   |
| $w_C$                   | Limite de consistência   |
| $w_L$                   | Limite de liquidez   |
| $w_P$                   | Limite de plasticidade   |
| $w_{Pmédio}$            | Limite de plasticidade médio   |
| W                       | Peso do solo natural   |
| $W_i$                   | Força resistente i   |
| $W_i^{\perp base}$      | Parcela resistente i perpendicular à base do muro, devida ao peso deste                                    |
| $W_i^{// base}$         | Parcela resistente i paralela à base do muro, devida ao peso deste   |

---

|                        |  |
|------------------------|--|
| $W_{\text{par}}$       | Peso do solo parafinado  |
| $W_r$                  | Peso da zona reforçada do muro   |
| $W_s$                  | Peso do solo seco  |
| $W_w$                  | Peso da água   |
| $W_I$                  | Peso do solo parafinado dentro de água   |
| $x_i$                  | Braço das forças $W_i$ e $I_i^v$ relativamente ao eixo x considerado   |
| $y_i$                  | Braço da força $I_i^h$ relativamente ao eixo y considerado   |
| $z$                    | Profundidade medida do topo do muro até ao ponto em estudo   |
| $z_{\text{crit}}$      | Profundidade correspondente à necessidade de um comprimento de arranque igual ao comprimento de reforço                    |
| $Z$                    | Cota de coroamento do muro   |
| ZH                     | Zero hidrográfico  |
| $\alpha_1$             | Coefficiente de interacção entre o solo e o reforço (Nordic Handbook)  |
| $\alpha_2$             | Coefficiente de interacção entre o solo da fundação e o reforço (Nordic Handbook)  |
| $\beta$                | Ângulo do talude com a horizontal  |
| $\delta$               | Ângulo de atrito solo-reforços   |
| $\delta_{\text{base}}$ | Ângulo de atrito entre o solo de fundação e o muro   |
| $\delta_f$             | Inclinação da força de reacção do solo de fundação   |
| $\delta_v$             | Assentamento vertical de uma camada com altura h   |
| $\Delta e$             | Variação do índice de vazios   |
| $\Delta H$             | Folga para fazer face a marés meteorológicas relacionadas com situações de baixa pressão atmosférica e ventos persistentes |
| $\Delta \sigma_v'$     | Variação da tensão vertical aplicada no ensaio edométrico  |
| $\varepsilon$          | Extensão   |
| $\phi'$                | Ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas  |
| $\phi'_c$              | Ângulo de atrito de cálculo do solo em termos de tensões efectivas   |
| $\phi_c$               | Ângulo de atrito de cálculo do solo  |
| $\phi_u$               | Ângulo de atrito do solo em condições não drenadas   |
| $\gamma$               | Peso volúmico do solo  |
| $\gamma_c$             | Peso volúmico de cálculo do solo   |
| $\gamma_c'$            | Coefficiente de segurança parcial a aplicar à coesão efectiva  |

---



|                    |  |
|--------------------|--|
| $\gamma_{cu}$      | Coeficiente de segurança parcial a aplicar à resistência não drenada                 |
| $\gamma_d$         | Peso volúmico do solo seco   |
| $\gamma_g$         | Peso específico das partículas   |
| $\gamma_{médio}$   | Peso volúmico médio do solo  |
| $\gamma_p$         | Factor parcial para a resistência ao arranque (Nordic Handbook)                      |
| $\gamma_{par}$     | Peso volúmico da parafina  |
| $\gamma_{qu}$      | Coeficiente de segurança parcial a aplicar à resistência à compressão simples        |
| $\gamma_s$         | Factor parcial para a resistência ao escorregamento na superfície de reforço         |
| $\gamma_w$         | Peso volúmico da água  |
| $\gamma_E$         | Coeficientes de segurança parciais a aplicar aos efeitos das acções                  |
| $\gamma_F$         | Coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções                               |
| $\gamma_G$         | Coeficiente de segurança parcial a aplicar às acções permanentes                     |
| $\gamma_{G,desf.}$ | Coeficiente de segurança parcial a aplicar às acções permanentes desfavoráveis       |
| $\gamma_{G,fav.}$  | Coeficiente de segurança parcial a aplicar às acções permanentes favoráveis          |
| $\gamma_M$         | Coeficientes de segurança parciais a aplicar aos parâmetros do solo                  |
| $\gamma_Q$         | Coeficiente de segurança parcial a aplicar às acções variáveis                       |
| $\gamma_{Q,desf.}$ | Coeficiente de segurança parcial a aplicar às acções variáveis desfavoráveis         |
| $\gamma_{Q,fav.}$  | Coeficiente de segurança parcial a aplicar às acções variáveis favoráveis            |
| $\gamma_R$         | Coeficientes de segurança parciais a aplicar às resistências                         |
| $\gamma_{R; e}$    | Coeficiente de segurança parcial a aplicar à resistência do solo                     |
| $\gamma_{R; h}$    | Coeficiente de segurança parcial a aplicar à resistência ao escorregamento           |
| $\gamma_{R; qult}$ | Coeficiente de segurança parcial a aplicar à capacidade de carga do solo de fundação |
| $\gamma_{\phi'}$   | Coeficiente de segurança parcial a aplicar ao ângulo de atrito                       |
| $\gamma_{\gamma}$  | Coeficiente de segurança parcial a aplicar ao peso volúmico do solo                  |
| $\eta_1$           | Factor de conversão para os efeitos da fluência                                      |
| $\eta_2$           | Factor de conversão para os efeitos provocados pela instalação em obra               |
| $\eta_3$           | Factor de conversão para efeitos atmosféricos  |
| $\sigma'_b$        | Tensão passiva em termos de tensões efectivas  |
| $\sigma_{cc}$      | Tensão que o solo de fundação suporta  |
| $\sigma_f$         | Tensão aplicada pela largura efectiva da fundação                                    |
| $\sigma_{min}$     | Tensão mínima  |

|                 |  |
|-----------------|--|
| $\sigma_n$      | Tensão normal  |
| $\sigma_n'$     | Tensão normal actuante na superfície do reforço em termos de tensões efectivas |
| $\sigma_v'$     | Tensões verticais efectivas  |
| $\sigma_{Disp}$ | Tensão disponível no reforço   |
| $\sigma_{Req}$  | Tensão máxima requerida  |
| $\tau$          | Tensão tangencial  |

## Preâmbulo

Desde a sua formação, a Ria de Aveiro tem permitido o desenvolvimento de inúmeras actividades humanas. Entre elas podem ser referidas as actividades agrícolas, piscatórias, comerciais, industriais e turísticas. Ao longo dos tempos algumas actividades perderam a sua importância ou desapareceram por completo devido a modificações ambientais, económicas e/ou sociais que esta região sofreu. Uma actividade bastante afectada foi a produção de sal nas marinhas da Ria. Este facto levou à redução das intervenções de manutenção nos muros que servem de protecção às marinhas, provocando a ruína parcial ou total de muitas destas estruturas e, como consequência, a transformação do comportamento hidrológico e ambiental da Ria de Aveiro.

Recentemente, surgiram novos factores que podem permitir inverter a tendência de decadência que se tem vindo a observar. O primeiro desses factores foi o aparecimento da possibilidade de desenvolvimento de novos produtos associados à salicultura e às marinhas (por exemplo: produção de micro-algas, salicórnia, entre outros) e de novas actividades como o turismo (Jornal Beira Vouga, 2007). O outro factor foi o surgimento de alguns programas de intervenção e estudo do ambiente da Ria de Aveiro (projecto Sal do Atlântico/Interreg IIIB e MURANO – Muros das Marinhas de Sal da Ria de Aveiro) e a constituição da Associação de Produtores e Marnotos da Ria de Aveiro permitindo, assim, o surgimento de novas oportunidades para reabilitar e requalificar as marinhas que ainda se encontram em laboração ou para a recuperação de algumas dessas estruturas.

Assim, o objectivo principal deste trabalho é o estudo de novas soluções de reforço, utilizando geossintéticos, de solos do tipo dos que constituem os muros de protecção das marinhas da Ria de Aveiro, para permitir que estas possam ser aplicadas para a reabilitação ou construção de novos muros de terra aumentando a sua durabilidade.

Para tal, foram realizados dois casos de estudo em que se analisa o comportamento de dois tipos de muro diferentes. No primeiro, Caso A, é estudada uma secção de muro que permita garantir que, para qualquer local da Ria, este seja eficaz em todas as funções que tem que desempenhar. O outro caso estudado, Caso B, corresponde ao estudo de um muro já existente, muro da marinha da Santiago da Fonte, propriedade da Universidade de Aveiro.

Por conseguinte, este trabalho é composto por cinco capítulos em que se abordam as diversas questões.

No capítulo 1 realiza-se a contextualização do estudo através da descrição do processo de criação da Ria de Aveiro, da actividade salícola e descrição dos muros das marinhas da Ria de Aveiro.

Quanto ao capítulo 2 é feita uma compilação de fundamentos teóricos sobre a caracterização dos materiais utilizados, solos e geossintéticos, sobre os métodos de dimensionamento internos e externos de muros para estruturas compostas por aterros tradicionais e não convencionais. Neste capítulo é ainda descrita uma forma de se obter as cotas de coroamento dos muros em estudo e consequentemente a verificação ao galgamento do muro existente.

Relativamente ao capítulo 3, neste aborda-se a obtenção de características dos solos da região em estudo através de pesquisa bibliográfica e da realização de ensaios laboratoriais, a caracterização de um muro existente e a realização do dimensionamento de vários perfis de muro diferentes.

No que diz respeito ao capítulo 4, neste realizou-se a discussão de resultados obtidos e abordou-se o tema das disposições construtivas.

Finalmente, no capítulo 5 realizou-se a compilação das conclusões obtidas no estudo e a proposta de desenvolvimentos futuros.

## Capítulo 1: As Marinhas da Ria de Aveiro

### 1.1. Preâmbulo

Para o estudo de novas soluções estruturais para os muros das marinhas da Ria de Aveiro importa conhecer os muros que foram construídos no passado e que ainda hoje desempenham as suas funções de defesa e de impermeabilização, necessárias ao bom funcionamento das marinhas de sal, assim como o ambiente em que estes estão inseridos.

Neste capítulo contextualiza-se o estudo através da descrição do processo de criação da Ria de Aveiro e da actividade salícola. Abordam-se ainda, os temas relacionados com as técnicas tradicionais de construção, os materiais utilizados, a geometria dos muros, as principais causas e consequências da degradação dos muros, as técnicas actuais de reforço utilizadas e soluções de reforço apontadas por estudos anteriores. Esta abordagem permitirá a disponibilização de dados necessários para o desenvolvimento do trabalho.

### 1.2. A Ria de Aveiro

A Ria de Aveiro é uma Laguna situada na costa ocidental de Portugal, ligada ao Oceano Atlântico por uma barra artificial (AMRIA, 2004). Durante vários séculos, a localização da barra, conheceu diferentes posições entre Ovar e Mira, sendo a sua localização actual na Barra de Aveiro (Coelho *et al.*, 2008). Esta é vista como um acidente geográfico de formação recente, originado pela erosão marítima da costa (AMRIA, 2004). Com o passar do tempo os sedimentos transportados pelos ventos e pelas correntes marítimas foram dirigindo-se e concentrando-se na costa. Criou-se um cordão litoral entre Espinho e o Cabo Mondego que separa a Laguna do mar (AMRIA, 2004).

A Laguna de Aveiro é a maior do país sendo a área coberta por esta correspondente a aproximadamente um mínimo de 66 km<sup>2</sup>, em baixa-mar de águas vivas, e um máximo de 83 km<sup>2</sup>, em preia-mar de águas vivas (Coelho *et al.*, 2008).

Em termos geotécnicos, Gomes (1992) classifica os solos da Ria como pertencentes, na sua maioria, a um Complexo Aluvionar Lodoso com fracas características mecânicas e grande compressibilidade. Os sedimentos que compõem este complexo são lodos e areias por vezes intercalados com alguns seixos. Há locais em que é mais predominante um tipo litológico do que outro mas, por exemplo, os locais escolhidos para a implantação das marinhas de sal

(locais mais relevantes para o presente estudo) são predominantemente constituídos por lodos (Gomes, 1992).

### 1.3. As Salinas e a produção de sal

Uma marinha de sal é formada por um grupo de reservatórios realizados em terra que se destinam a receber a água do mar, através de rios, esteiros ou sapais comunicantes, com o intuito de permitir a evaporação da água e retenção do sal que nela vem dissolvido. Os terrenos ideais para a construção de marinhas de sal são os argilosos, desde que sejam suficientemente impermeáveis para que a água se conserve na marinha e não se infiltre arrastando com ela o sal, e que evitem a presença de qualquer matéria orgânica capaz de sujar o sal (Coelho *et al.*, 2008).

Na Figura 1.1, fotografia aérea do salgado de Aveiro, é possível localizar os diferentes grupos de marinhas: grupo de São Roque ou Esgueira, grupo do Sul, grupo do Mar, grupo do Norte e grupo do Monte Farinha (Vieira, 1951).



Figura 1.1. Localização do Salgado da Ria de Aveiro (Coelho *et al.*, 2008)

Quanto ao processo de extracção do sal, ele é ainda hoje integralmente artesanal. A colheita do sal decompõe-se em três grandes fases. A primeira começa em finais de Março ou inícios de Abril, consiste na execução de trabalhos preparatórios ou “limpeza”. Na segunda realizam-se os trabalhos de cristalização ou “cura” e estende-se pelos meses de Maio a finais de Junho. Segue-se a “produção”, iniciada com a botadela (na linguagem local significa “botar a marinha a sal”, ou seja, início da produção, desde que as condições atmosféricas o possibilitem, que decorre de finais de Junho a Setembro, até às chuvas novas do Outono. Por último, é realizada a colheita e a conservação do sal, a “feitura”, que se efectua no mês de Setembro (AMRIA, 2004).

Muitas vezes é imprescindível recorrer à embarcação tradicional – o mercantel – para transportar o sal produzido nas ilhas para os locais de armazenamento e processamento, dado que uma grande parte das marinhas são localizadas em ilhas no interior da Laguna, sem acesso por terra (Coelho *et al.*, 2008).

## **1.4. Os muros das marinhas de sal de Aveiro**

### **1.4.1. Técnicas tradicionais de construção, materiais utilizados e sua geometria**

De acordo com Castro (1945) citado por Coelho *et al.* (2008), os muros tradicionais eram constituídos por duas zonas distintas. A primeira, era realizada com o chamado “torrão”, paralelepípedo de terra argilosa endurecida com uma face de cerca de 20 por 20 centímetros e com profundidade igual ao tamanho da lâmina de uma enxada, usada para retirar o torrão do chão das marinhas de junco, local onde eram produzidos. Este material, por ser constituído por argila em conjunto com flora ambiental, constitui uma vantagem porque permite a aglutinação entre os vários blocos e a sua integração com o meio ambiente local, sendo utilizado nas faces exteriores do muro. A resistência ao embate das águas é outra vantagem que advém da utilização do torrão na superfície exterior do muro, devido ao facto das plantas e algas existentes no ambiente local desenvolverem vegetação nas faces expostas do muro, aumentando a sua solidez. A segunda zona corresponde à parte interior do muro, que era preenchida com lamas provenientes do interior da marinha e que, por serem materiais muito argilosos, lhe conferiam a necessária impermeabilidade.

Os autores supracitados referem também que, a sua construção era realizada por fases para permitir a estabilização das várias camadas de lama que eram depositadas na parte interior do muro. Assim, erguidas duas ou três fiadas de “torrão” procedia-se imediatamente

ao enchimento da zona por elas demarcada. Em seguida, procedia-se à execução das camadas suficientes para chegar à cota que permitia a protecção da marinha e, por fim era realizado um remate com um “capelo de lama”, ou seja, uma camada superior de lama. A Figura 1.2 ilustra este processo.

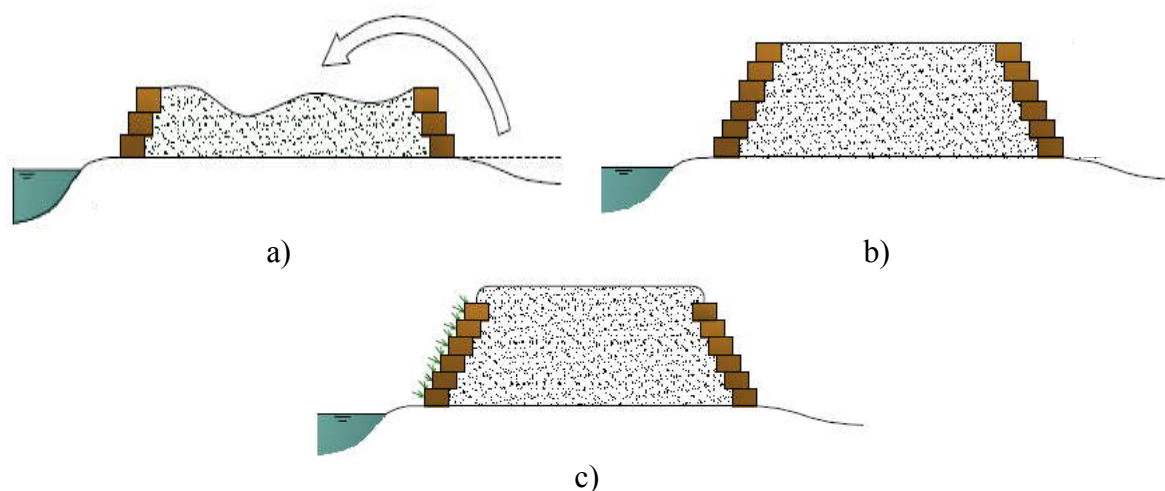


Figura 1.2. Processo tradicional de construção dos muros, em “torrão”: a) realização das primeiras camadas, b) muro sem “capelo de lama” e c) muro terminado (Pereira e Coelho, 2007)

#### 1.4.2. Causas e consequências da degradação dos muros

As causas da degradação dos muros estão genericamente relacionadas com o abandono da actividade nas marinhas e com a modificação das condições hidrodinâmicas da Ria de Aveiro (Coelho *et al.*, 2008).

O crescente abandono das marinhas de sal (devido a factores ambientais, sociais e económicos), tem levado a que os muros que servem para proteger essas marinhas tenham deixado de sofrer obras de manutenção. Com o tempo, estes têm-se degradado encontrando-se alguns em estado de ruína parcial e outros em ruína total, perdendo a capacidade funcional para que foram construídos (Coelho *et al.*, 2008).

No que diz respeito à modificação das condições hidrodinâmicas da Ria de Aveiro, esta resulta de variadas causas, entre as quais se encontram as obras realizadas na embocadura da barra, com implicações nos caudais de escoamento, amplitudes de maré e velocidades de corrente, e a localização da antiga lota de Aveiro que potenciava a circulação de embarcações de maiores dimensões nos principais canais, aumentando a ocorrência e amplitude da ondulação por eles provocada (Pereira e Coelho, 2007).



As causas mencionadas têm as seguintes consequências referidas por Coelho *et al.* (2008):

- Desgaste da superfície exposta à acção erosiva da água, sendo tanto mais activa e importante quanto maior o volume de água e a sua velocidade;
- Fractura ou aparecimento de rachas que se devem à má compactação dos solos através da qual ocorrem infiltrações, levando a quebras ou rombos (cambeias) e até à destruição total do muro.

#### **1.4.3. Técnicas actuais de estabilização utilizadas**

Actualmente, as soluções utilizadas para permitir que as funções dos muros continuem a ser desempenhadas consistem na aplicação de entulho, estacas de madeira, placas de betão, enrocamento e pneus nas partes exteriores do muro.

A aplicação de geossintéticos é outro tipo de técnica de reforço já utilizada (a título experimental) e a que está na base deste trabalho. Esta aplicação refere-se a um muro da marinha de sal da Universidade de Aveiro intervencionado no âmbito do programa INTERREG IIIB, Projecto SAL, acção 6b (Coelho *et al.*, 2008).

As técnicas utilizadas presentemente para a estabilização dos muros têm algumas condicionantes. Uma delas é o facto de nalguns casos ser necessário o alargamento dos muros para introduzir os elementos estabilizadores (reforços com enrocamento e entulho). A outra diz respeito ao ambiente em que estes são aplicados. De facto, o ambiente da Ria de Aveiro é quimicamente agressivo, o que condiciona a utilização de materiais que não reagem bem a esse ambiente. Também o aspecto exterior do muro é uma condicionante a ter em conta, facto pelo qual não pode ser utilizado qualquer material sob pena de este não se enquadrar no ambiente natural desta Ria (Coelho *et al.*, 2008).

#### **1.4.4. Soluções de reforço apontadas por estudos anteriores**

Coelho *et al.* (2008), num estudo realizado sobre os muros das Marinhas de Sal da Ria de Aveiro propõe as seguintes soluções para a estabilização dos muros:

- Solução de entabamento com recurso a perfis leves;
- Muro de terra reforçado com geossintéticos.

No que diz respeito à primeira solução, Coelho *et al.* (2008) referem que o encastramento dos perfis para garantir estabilidade do muro ao derrubamento obriga a

dimensões consideráveis, com custos elevados e dificuldades na sua aplicação. A utilização de perfis com materiais leves foi uma hipótese sondada pelos autores, mas não foi estudada em pormenor (exemplo de perfis pultrodidos, ou seja, perfis em materiais compósitos);

A segunda solução, na sua versão tradicional e mais estudada, recorre a solos granulares com características mecânicas, isto é, com ângulo de atrito interno elevado. Para encontrar solos deste tipo na vizinhança dos muros da Ria de Aveiro, Coelho *et al.* (2008) levantam a possibilidade de utilizarem as areias dragadas pelo Porto de Aveiro, permitindo a utilização de um solo de melhor qualidade que aquele que compõe os muros de terra, sem grandes inconvenientes devidos a movimentos de terra que poderiam encarecer a intervenção a realizar.

## **Capítulo 2: Proposta de novas soluções com reforço de solos**

### **2.1. Preâmbulo**

A utilização de geossintéticos para o reforço de obras geotécnicas está, normalmente, associada à utilização de solos granulares com boas características físicas e mecânicas. Neste trabalho pretende-se estudar a utilização de geossintéticos para o reforço de solos finos, materiais existentes no local onde existem os muros das marinhas em estudo.

Para tal, neste capítulo começa-se por caracterizar os materiais utilizados, solos e geossintéticos. São abordados os temas da caracterização e classificação dos solos com vista à obtenção dos parâmetros do solo, necessários para o posterior dimensionamento. Na caracterização dos geossintéticos são referidas as suas funções, aplicações e propriedades.

Os métodos de dimensionamento internos e externos de muros são assuntos abordados de uma maneira genérica, pretendendo-se a introdução de conceitos e métodos de dimensionamento das estruturas em causa para aterros tradicionais e não convencionais.

Também é realizada uma abordagem teórica sobre a forma de obtenção das cotas de coroamento dos muros em estudo e consequentemente da verificação ao galgamento do muro existente.

Neste documento consideram-se como aterros tradicionais aqueles que são realizados com solos com boas características mecânicas, solos granulares. Os aterros não convencionais são os compostos por solos finos, materiais que normalmente não são utilizados para a realização destas obras geotécnicas por terem características mecânicas geralmente consideradas pouco adequadas.

### **2.2. Caracterização e classificação dos solos**

A finalidade da classificação dos solos está em separar os solos em grupos com diferentes comportamentos. Os ensaios de classificação baseiam-se nas propriedades básicas do solo, tais como a plasticidade, o peso volúmico, a textura e a granulometria (Matos Fernandes, 2006).

Estas propriedades básicas influenciam o comportamento e consequentemente as suas características mecânicas. Para permitir chegar a uma classificação do solo são realizados

ensaios de caracterização mecânica, de identificação e de caracterização física (Matos Fernandes, 2006).

De seguida referem-se alguns ensaios determinantes para obter os parâmetros do solo referidos nos parágrafos anteriores.

O comportamento de um solo granular é fundamentalmente determinado pela forma, pelas dimensões dos respectivos grãos e pelo modo mais ou menos compacto como eles estão arrumados, sendo suficiente o estudo granulométrico para determinar o seu comportamento (Matos Fernandes, 2006). O ensaio pode ser realizado segundo a norma ISO/TS 17892-4:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle size distribution. Para solos finos, em geral argilosos, é o teor em água que comanda o seu comportamento. Torna-se então, necessário determinar os limites de Atterberg ou de consistência ( $w_L$  - limite de liquidez,  $w_P$  - limite de plasticidade e  $w_C$  - limite de consistência), os índices de plasticidade e de consistência, respectivamente,  $I_P$  e  $I_C$  e o parâmetro  $A_t$  que indica o nível de actividade da argila (Matos Fernandes, 2006). Os processos de determinação dos limites de Atterberg estão descritos na norma ISO/TS 17892-12:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 12: Determination of Atterberg limits, enquanto que os processos de cálculo dos outros parâmetros referidos podem ser consultados, por exemplo, em Matos Fernandes (2006).

Quanto aos ensaios para caracterização mecânica são referidos os ensaios edométricos, triaxiais e de corte directo. Segundo a norma ISO/TS 17892-5:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 5: Incremental loading oedometer test, o ensaio de consolidação unidireccional, chamado de edométrico, é usado para encontrar o índice de compressão,  $C_c$ , o índice de recompressão,  $C_r$ , o índice de compressão secundária,  $C_{\alpha}$ , o coeficiente de consolidação vertical,  $c_v$ , e as tensões verticais efectivas,  $\sigma'_v$ . Este foi concebido de modo a simular as condições de carregamento, de deformação e de drenagem existentes no campo (Matos Fernandes, 2006). O procedimento de ensaio está descrito na norma acima referida.

Os ensaios triaxiais foram concebidos de forma a permitirem um controlo completo dos estados de tensão total e efectiva, da pressão intersticial e do estado de deformação das amostras. Genericamente, os equipamentos para a realização de ensaios triaxiais permitem efectuar ensaios em condições drenadas e não drenadas e ensaios de compressão e extensão triaxial. Os vários tipos de ensaios permitem obter parâmetros de resistência ao corte para os vários tipos de solos (exemplos: areias - comportamento drenado, e argilas - comportamento não drenado) e para os vários tipos de obras geotécnicas (exemplos: aterros - resistência à

compressão, e escavações - resistência à extensão). Estes ensaios permitem obter parâmetros mecânicos como o ângulo de atrito e a coesão do solo; possibilitam ainda desenhar as trajectórias de tensões efectivas e totais e a envolvente de rotura (Matos Fernandes, 2006). O ensaio está descrito na norma ISO/TS 17892-9:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water-saturated soils.

O ensaio de corte directo permite o estudo de um provete de solo quando solicitado a forças num sentido, originando tensões planas no provete em estudo. São estas condições que se podem assumir que existem em taludes de encostas, de aterros ou de muros inclinados, quando sujeitos ao corte. Pode-se considerar que se está na presença de tensões planas e não triaxiais, pelo que o ensaio mais apropriado para obter as características mecânicas do solo em questão passa a ser o ensaio de corte directo, em detrimento dos ensaios triaxiais (Ministry of Environment, Physical Planning and Public Works, 1987).

Este ensaio não permite controlar nem medir as tensões horizontais, as pressões intersticiais e a drenagem da amostra, mas permite consolidar a amostra para o estado de tensão efectiva de repouso. Como consequência do referido, no ensaio de corte directo só é conhecida a tensão no plano de corte, pelo que, não é possível determinar as tensões nas restantes facetas, bem como as tensões principais e as respectivas direcções (Matos Fernandes, 2006). O ensaio está descrito na norma ISO/TS 17892-10:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 10: Direct shear tests.

### **2.3. Caracterização de geossintéticos**

De acordo com a Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) citada por Pinho-Lopes (2006), um geossintético é um material polimérico, natural ou sintético, usado em contacto com materiais naturais, como solo ou rocha, ou qualquer outro material geotécnico utilizado em aplicações de engenharia civil. Como exemplos de geossintéticos a autora refere os geotêxteis, as geogrelhas, as georredes, as geomembranas e os geocompósitos. Actualmente, as geomembranas são designadas por barreiras geossintéticas poliméricas.

As funções principais que os geossintéticos podem desempenhar estão referidas na norma EN ISO 10318: 2005, Geosynthetics. Terms and definitions, e são: drenagem, filtragem, protecção, reforço, separação, controlo de erosão superficial e barreira de fluidos (Pinho-Lopes, 2006). Na Tabela 2.1, enunciam-se as funções de acordo com a EN ISO 10318: 2005 e na Figura 2.1 essas funções são apresentadas esquematicamente.

Tabela 2.1. Funções principais dos geossintéticos (adaptado de Pinho-Lopes, 2006)

|                                |   |
|--------------------------------|---|
| Drenagem                       | Consiste em recolher e transportar águas pluviais, águas freáticas e/ou outros fluidos ao longo do plano de um geotêxtil ou de um produto relacionado.                                    |
| Filtragem                      | Consiste em reter o solo ou outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, enquanto permite a passagem de fluidos para o interior ou através de um geotêxtil ou produto relacionado. |
| Protecção                      | Consiste em evitar ou limitar a danificação local de um determinado elemento ou material através da utilização de um geotêxtil ou produto relacionado.                                    |
| Reforço                        | Consiste na utilização do comportamento carga-extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas de solo ou outros materiais de construção.          |
| Separação                      | Consiste em evitar a mistura entre dois materiais adjacentes, solos e/ou materiais de aterro, pela utilização de um geotêxtil ou produto relacionado.                                     |
| Controlo de erosão superficial | Consiste na utilização de um geotêxtil ou produto relacionado para evitar ou limitar os movimentos de solo ou outras partículas na superfície de, por exemplo, um talude.                 |
| Barreira de fluidos            | Consiste em utilizar um geossintético para evitar a migração de fluidos.  |

Há que realçar que numa obra geotécnica, muitas vezes um geossintético desempenha várias funções, pelo que, se torna necessário definir quais são essas funções e desenvolver uma hierarquia. Assim, durante o processo de dimensionamento é possível definir quais as características que o material utilizado deve possuir para desempenhar da melhor forma as várias funções para que foi escolhido (Pinho-Lopes, 2006).

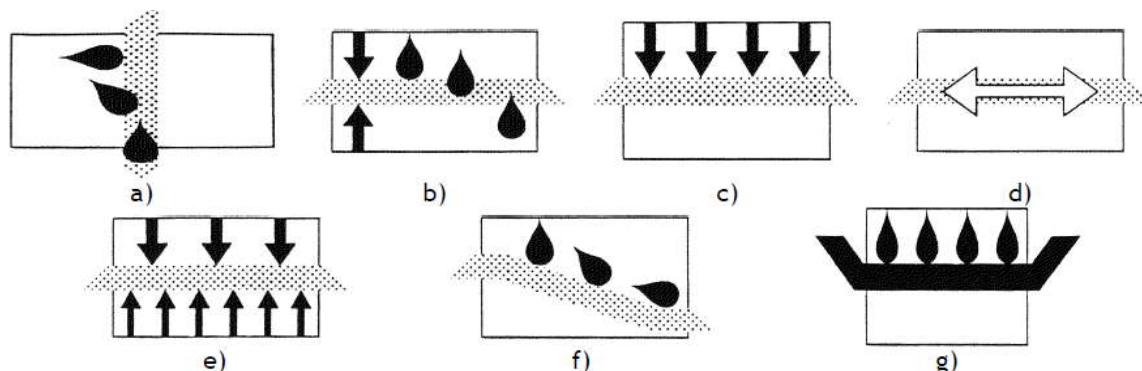


Figura 2.1. Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar (EN ISO 10318: 2005): a) drenagem; b) filtragem; c) protecção; d) reforço; e) separação; f) controlo de erosão superficial; e g) barreira de fluidos (Pinho-Lopes, 2006)

As principais aplicações de geossintéticos são também referidas na EN ISO 10318: 2005. Estes são aplicados em: reservatórios e barragens, depósitos de resíduos líquidos, depósitos de resíduos sólidos, canais, obras rodoviárias, obras ferroviárias, fundações e estruturas de suporte, sistemas de controlo de erosão, túneis e estruturas subterrâneas e sistemas de drenagem (Pinho-Lopes, 2006). Falando mais especificamente da função de

reforço, estes podem ser usados para reforço de muros verticais em terra, taludes inclinados, prevenção de superfícies de escorregamento em taludes e aterros sobre solos moles (Jewell, 1996).

As propriedades dos geossintéticos podem dividir-se em físicas, hidráulicas e mecânicas e relativas à durabilidade e são referidas na Tabela 2.2 (Pinho-Lopes e Lopes, 2008).

O reforço é a função mais relevante para o estudo em desenvolvimento, no que diz respeito aos solos granulares. No entanto, para solos finos também a função de drenagem é importante no processo de dimensionamento. Assim, no âmbito do presente trabalho não serão abordadas as restantes funções dos geossintéticos. Por este motivo apenas são descritas as propriedades directamente relacionadas com as funções referidas. Assim, apenas são abordadas com mais pormenor as propriedades representadas a negrito na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Propriedades dos geossintéticos

|                          |  |
|--------------------------|--|
| Físicas                  | Densidade relativa dos polímeros, massa por unidade de área e a espessura dos geossintéticos.  |
| Hidráulicas              | Distribuição e dimensão de aberturas, permeabilidade à água normal ao plano e <b>transmissividade (permeabilidade ao longo do seu plano)</b> , permeabilidade ao ar e capacidade de filtragem dos solos.   |
| Mecânicas                | <b>Esforços de tracção ou compressão</b> (esforços distribuídos), punçoamento (esforços concentrados), rasgamento (esforços concentrados e esforços distribuídos) e <b>atrito na interface dos geossintéticos com o solo</b> .   |
| Relativas à durabilidade | As propriedades que se referem à resistência durante o tempo de vida útil são: <b>danificação que os geossintéticos sofrem durante a sua instalação em obra, fluência</b> , relaxação de tensões, abrasão e fluência em compressão.<br>As propriedades relativas à degradação dos geossintéticos são a resistência aos seguintes agentes: radiações ultravioletas, acção da temperatura, oxidação, hidrólise, agentes químicos e agentes biológicos. |

De seguida procede-se à descrição das propriedades que mais condicionam as funções de reforço e de drenagem dos geossintéticos.

De acordo com Lopes (1992), citada por Pinho-Lopes (2006), a resistência à tracção e a extensão na rotura dos geossintéticos dependem de vários factores tais como: as propriedades dos polímeros constituintes, a estrutura do geossintético, a direcção da força aplicada, a razão de deformação, a temperatura e a tensão de confinamento.

Pinho-Lopes (2006) refere que os valores da extensão na rotura podem variar muito para os vários materiais com estruturas, processos de fabrico e polímeros constituintes distintos. Este valor normalmente é superior a 10 % e pode chegar a ultrapassar os 100 %. No que diz respeito aos valores da resistência à tracção, actualmente existem geossintéticos com valores que podem chegar a 1000 kN/m.

A resistência ao corte da interface entre solo e reforço é função da rugosidade do geossintético (que governa o atrito e a adesão), da dimensão das aberturas, da dimensão das partículas do material de aterro e da capacidade de deformação do material.

Koerner (1998), citado por Pinho-Lopes e Lopes (2008), diz que a danificação dos geossintéticos durante a instalação em obra é uma propriedade relacionada com as solicitações a que os geossintéticos são submetidos durante a sua instalação, nomeadamente, devido às operações de colocação, espalhamento e compactação de material de aterro sobre o geossintético. Em algumas situações, as tensões devidas às operações de instalação podem ser mais prejudiciais do que aquelas a que o material está sujeito durante a fase de operação ou às consideradas em dimensionamento.

A fluência não é mais que a deformação que ocorre nos materiais quando submetidos a cargas constantes. A fluência acontece porque os geossintéticos são produzidos a partir de polímeros que exibem comportamentos elasto-viscoplásticos, dependentes do tempo, carga e temperatura, quando sujeitos a uma tensão constante. É um aspecto bastante significativo no dimensionamento de geossintéticos, em particular, para tempos de serviço mais longos (Pinho-Lopes e Lopes, 2008).

Quanto à transmissividade, as mesmas autoras mencionam que, de acordo com a norma NP EN ISO 12958: 2005, para uma determinada pressão de confinamento e um dado gradiente hidráulico, a transmissividade é calculada como o cociente entre o volume de água que atravessa o geossintético (afectado de um coeficiente de correcção referente à temperatura da água) e o produto entre a largura do provete e o tempo decorrido para a recolha do volume em causa. Esta propriedade depende da espessura (e, portanto, das pressões aplicadas ao geossintético) e da distribuição e dimensão das aberturas.

Pinho-Lopes e Lopes (2008) referem as normas e os ensaios a realizar para obter estas propriedades. Na Tabela 2.3 são nomeadas as normas para as propriedades descritas anteriormente.

Tabela 2.3. Normas de ensaios para aferição das propriedades dos geossintéticos

| Propriedade                           | Norma   |
|---------------------------------------|---|
| Tracção                               | NP EN ISO 10319: 2005                                       |
| Transmissividade                      | NP EN ISO 12958: 2005                                       |
|                                       | Ensaio de corte directo: NP EN ISO 12957-1:2007             |
| Interacção solo-reforço               | Ensaio de arranque: NP EN 13738: 2007                       |
|                                       | Ensaio de corte em plano inclinado: NP EN ISO 12957-2: 2007 |
| Fluência                              | EN ISO 13431: 1999  |
| Danificação durante aplicação em obra | EN ISO 10722: 2007  |



## 2.4. Métodos de dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos

Na realização de qualquer projecto de engenharia civil, o processo de dimensionamento tem de ser o mais correcto possível, sendo abordadas todas as questões que possam ser prejudiciais à estrutura em causa. Para tal, existem normas que têm de ser seguidas e verificadas. As normas a seguir no espaço europeu são os Eurocódigos. No caso do dimensionamento geotécnico a norma a adoptar é o Eurocódigo 7. Na primeira parte deste documento (EN 1997-1: 2004 E) podem-se encontrar os estados limites que é necessário conferir, para qualquer tipo de obra geotécnica. No caso de estruturas de retenção, capítulo 9 da norma referida, os estados limites últimos a considerar são os seguintes:

- Perda de estabilidade global;
- Rotura de um elemento estrutural, como uma parede, ancoragem, escora ou falha de ligação entre elementos;
- Rotura do solo e da estrutura;
- Rotura por levantamento hidráulico e “piping”;
- Movimento da estrutura de retenção, o que pode causar o colapso ou afectar a aparência ou utilização eficiente da estrutura ou de estruturas adjacentes;
- Fugas inaceitáveis através ou por baixo do muro;
- Transporte inaceitável de partículas do solo através ou por baixo do muro;
- Mudança inaceitável no regime de águas subterrâneas;
- Rotura do solo de fundação por falta de capacidade de suporte;
- Rotura por escorregamento da base;
- Rotura por derrubamento;
- Rotura por rotação ou translação do muro ou partes deste;
- Rotura por perda de equilíbrio vertical.

A norma refere também que no caso de muro de gravidade, devem ser considerados os princípios descritos no seu capítulo 6, que se refere aos estados limites a verificar para as fundações deste tipo de estruturas, evidenciando, os cuidados especiais que se deve ter para a rotura do solo de fundação devido à falta de capacidade de carga quando estes são sujeitos a cargas com grandes excentricidades e inclinações.

Segundo Pinho-Lopes (2006), a verificação dos estados limites pode ser realizada através dos seguintes processos ou a combinações destes: cálculo; adopção de medidas prescritivas; ensaios de carga e ensaios em modelos experimentais; e método observacional. A

autora, refere também que, em muitos projectos, é possível detectar com facilidade qual o estado limite que condiciona o dimensionamento, pelo que, para todos os outros, basta uma verificação de controlo para assegurar o seu cumprimento.

Nos próximos parágrafos referem-se os pressupostos que estão na base dos vários métodos.

O dimensionamento com base no cálculo deve estar de acordo com a norma EN 1990: 2002 E. Eurocode: Basis of structural design e a norma EN 1997-1: 2004 E. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. Este envolve: acções, cargas ou deslocamentos impostos; propriedades dos materiais; dados geométricos; valores limite para as deformações; largura de fendas; vibrações e modelos de cálculo (Pinho-Lopes, 2006). Na verificação da estabilidade são aplicados coeficientes de segurança para minorar os parâmetros resistentes e majorar as acções. Nos critérios de deformação os movimentos da estrutura são limitados, bem como as deformações necessárias para mobilizar as diversas resistências (Mendonça, 2004). O modelo de cálculo deve representar de forma realista o comportamento do terreno para o estado limite considerado relevante e pode ser: analítico, semi-empírico ou numérico (Pinho-Lopes, 2006). Exemplos de métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos que se podem englobar nestas categorias são, respectivamente, o método do Nordic Handbook, o método de Jewell e o método dos elementos finitos (os dois primeiros são referidos com mais detalhe nas secções seguintes).

A adopção de medidas prescritivas é utilizada quando não existem métodos de dimensionamento que se possam utilizar para a verificação dos estados limites. Isto pode acontecer devido às características peculiares de alguns projectos e materiais que, por não serem comuns, não permitem a aplicação de métodos tradicionais. Entre essas medidas podem-se referir: a inclusão de regras de dimensionamento convencionais e, em geral, conservativas, bem como especificações sobre os materiais de construção e controlo de qualidade, os trabalhadores envolvidos e procedimentos de protecção e manutenção da estrutura (Pinho-Lopes, 2006).

Os métodos experimentais são normalmente aplicados quando o projecto exige informação segura, a qual, na maioria das vezes apenas pode ser obtida na fase de construção. Assim sendo, os resultados da sua aplicação não são mais do que hipóteses de trabalho, a serem confirmados, ajustados ou alterados durante a construção (Mendonça, 2004). Pode recorrer-se a ensaios de carga e ensaios em modelos experimentais para justificar o dimensionamento ou para complementar o dimensionamento obtido pelos outros métodos (Pinho-Lopes, 2006).

Nos métodos observacionais analisa-se o comportamento em serviço de estruturas reforçadas, instrumentadas ou não, sob o efeito das acções de projecto (Mendonça, 2004). Este consiste em rever o dimensionamento ao longo da construção e é utilizado, essencialmente, quando é difícil prever o comportamento geotécnico da estrutura em causa (Pinho-Lopes, 2006).

## **2.5. Dimensionamento interno do muro**

### **2.5.1. Considerações gerais**

As metodologias de dimensionamento interno dos muros de suporte disponíveis na bibliografia são, na sua grande maioria, referentes à utilização de materiais de aterro tradicionais (granulares e com boas características mecânicas). No entanto, dado que um dos objectivos deste trabalho é a análise de soluções para os muros da Ria de Aveiro em que se usam solos locais (lodos e solos argilosos), nas secções seguintes incluem-se também referências aos métodos de dimensionamento do reforço deste tipo de solos encontrados.

Há que referir que os métodos de dimensionamento foram escolhidos por se tratarem de métodos diferentes que, conforme a característica resistente predominante do solo, são mais indicados para determinado tipo de solo.

Assim, para solos granulares foram escolhidos o método de Jewell (1996) e o do Nordic Handbook documentado por Rogbeck *et al.* (2002). De facto o primeiro método considera apenas as características friccionais do solo, logo é indicado para solos sem coesão. Este tem a grande vantagem de ser um método bastante utilizado, conservativo, permitindo um elevado grau de confiança nos resultados obtidos. Quanto ao segundo, este já toma em consideração as características coesivas pelo que é indicado para solos granulares que tenham comportamentos misto, friccional e coesivo.

Por fim, para solos finos em que o comportamento dominante é o coesivo, o método seleccionado é o descrito por Naughton *et al.* (2001).

Os métodos referidos são descritos em detalhe nas secções seguintes.

## 2.5.2. Materiais de aterro tradicionais

### 2.5.2.1. Método de Jewell

O Método de Jewell segue uma metodologia de equilíbrio global, resumida em ábacos de dimensionamento. Este pode ser aplicado a geometrias de taludes ou muros complexas, embora, nestes casos, a aplicação de metodologias de análise mais gerais seja indispensável (Lopes, 2000). Segundo Lopes (2000) os pressupostos que estão na base deste método são:

- Ângulo do talude com a horizontal,  $90^\circ > \beta > 30^\circ$ ;
- Crista do talude horizontal,  $\text{inc}=0^\circ$ ;
- Fundação competente;
- Pressões intersticiais definidas em termos de razão de pressão intersticiais (Equação 2.1);
- Aterro reforçado e não reforçado com os mesmos valores de pressões intersticiais e as mesmas propriedades do solo;
- Possibilidade de aplicar uma sobrecarga uniforme na crista do talude;
- Aplicação, no caso de reforços poliméricos como os geossintéticos, de um coeficiente de resistência ao arranque na interface solo-reforço,  $f = f_a$ ;
- Aplicação de um coeficiente de resistência ao corte directo na interface solo-reforço,  $f = f_{cd} = 0,8$ , devendo este ser corrigido nos casos em que  $f = f_{cd} < 0,8$ ;
- Valores de cálculo das propriedades dos materiais devidamente seleccionados, considerando, nomeadamente, os coeficientes de segurança adequados;
- Possibilidade de analisar os estados limites último e de serviço, desde que sejam usadas as combinações dos valores de cálculo adequadas a cada caso;
- Julgamento apropriado quanto à deformação máxima aceitável nos reforços na definição da sua resistência em serviço;
- A razão de pressões intersticiais  $r_u$  define o valor das pressões intersticiais a uma dada profundidade apenas em função das pressões verticais de terras,  $u = \gamma \cdot z \cdot r_u$ ;
- No caso da possibilidade de fluxo na zona reforçada o parâmetro  $r_u$  deve ser escolhido de modo que as pressões intersticiais consideradas em cada ponto do talude excedam as indicadas pela rede de fluxo.

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} \quad (2.1)$$

Na Figura 2.2 faz-se uma apresentação da simbologia utilizada no método de dimensionamento referido. São definidos os seguintes parâmetros:  $H$  altura do talude,  $z$  profundidade medida do topo do muro até ao ponto em estudo,  $\beta$  ângulo do talude com a horizontal,  $L_R$  comprimento total de reforço no caso de adesão solo-reforço perfeita,  $u$  tensão intersticial,  $\phi'$  ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas e  $\gamma$  peso volúmico do solo.

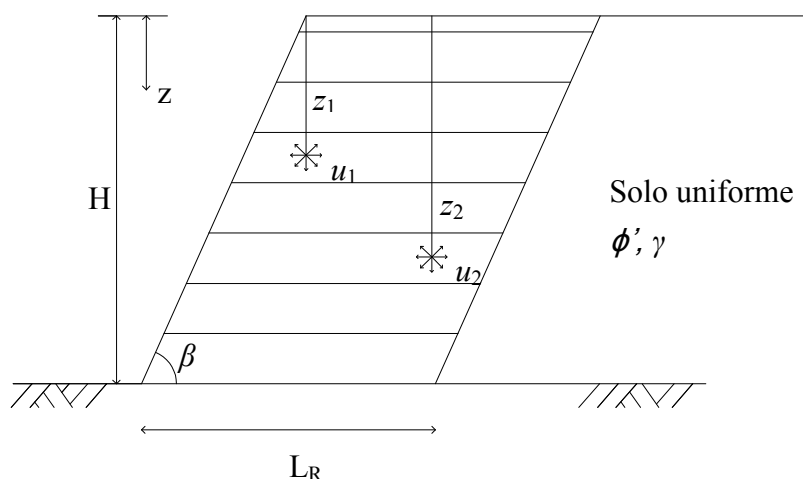


Figura 2.2. Talude reforçado. Simbologias (adaptado de Jewell, 1996)

Segundo Jewell (1996), um talude reforçado divide-se em três zonas com comportamentos e tratamento diferenciado, no que ao dimensionamento diz respeito. As zonas estão representadas na Figura 2.3 e são: Zona 1, ou zona activa, que corresponde à massa de solo em cedência; é a zona onde os reforços têm de suportar maiores tensões, pelo que, os reforços têm de sustentar os níveis de resistência impostos pelo cálculo e de ter o espaçamento suficiente para possibilitar o equilíbrio interno; Zona 2, garante que, a interacção solo-reforço é suficiente para consentir a mobilização das forças de cálculo na Zona 1 e permite evitar casos de ocorrência de mecanismos de rotura global que intersectem a área reforçada; Zona 3 corresponde à zona não reforçada da estrutura, onde já não existe qualquer interacção entre os reforços e o aterro.

Para o dimensionamento têm de ser considerados dois aspectos: o equilíbrio interno na Zona 1 e a definição da Zona 2, logo, e como consequência, o comprimento de arranque dos reforços,  $L_a$  de forma a esta poder desempenhar as funções referidas atrás (Lopes, 2000).

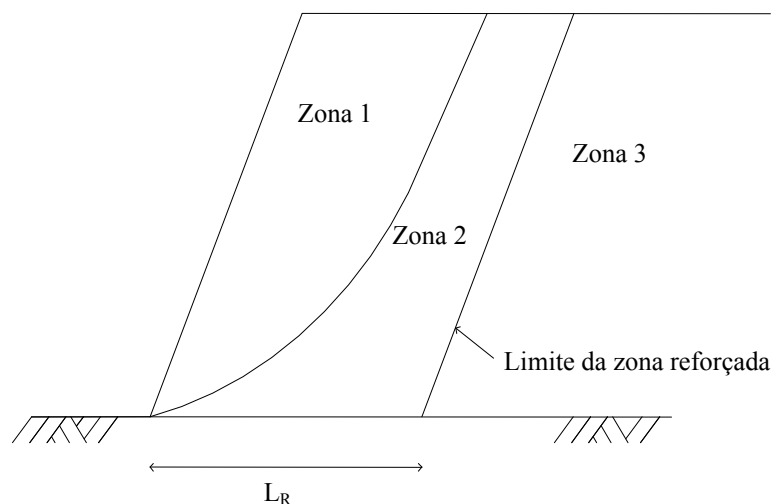


Figura 2.3. Diferentes zonas de um talude reforçado (adaptado de Jewell, 1996)

Para o equilíbrio interno da Zona 1 é imperativo garantir que as tensões que os reforços suportam são inferiores às tensões neles aplicadas. Assim, a comparação dos valores da tensão máxima requerida,  $\sigma_{Req}$ , e da tensão disponível no reforço,  $\sigma_{Disp}$ , tem de ser efectuada em toda a altura do talude reforçado, como representado na Figura 2.4.

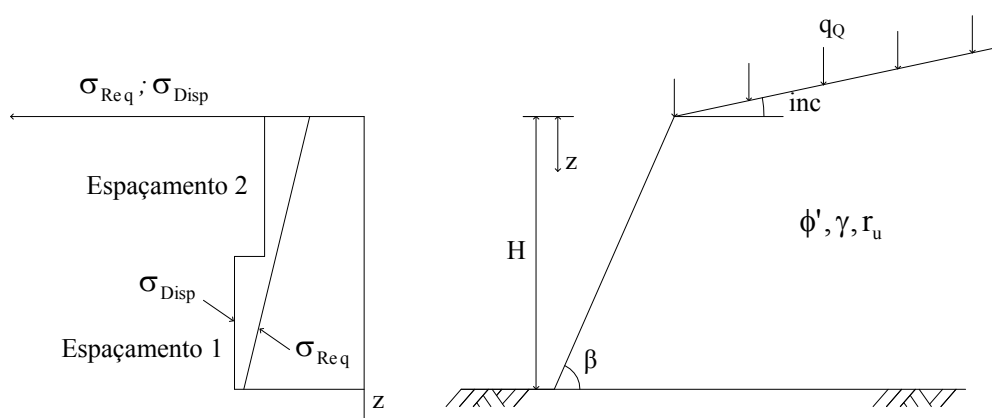


Figura 2.4. Tensões máximas requeridas e tensões disponíveis nos reforços (adaptado de Lopes, 2000)

A tensão  $\sigma_{Req}$  é definida através da variação da profundidade  $z$ , medida a partir da crista do talude, e do coeficiente de pressão de terras  $K_{req}$ . Esta relação é apresentada na Equação 2.2. A tensão disponível é calculada através da Equação 2.3 com,  $F_c$  correspondente à força resistente de cálculo dos reforços calculada através da Equação 2.4,  $e_v$  espaçamento vertical e  $e_h$  espaçamento horizontal dos reforços,  $F_k$  força característica resistente dos reforços,  $C_{DDI}$  coeficiente de segurança parcial para a danificação durante a instalação em obra,  $C_{ATM}$  coeficiente de segurança parcial para factores atmosféricos e  $C_{FLU}$  coeficiente de segurança

parcial para os efeitos de fluência nos reforços (Lopes, 2000). Note-se que estes coeficientes de segurança parciais são muitas vezes designados por coeficientes de redução.

$$\sigma_{\text{req}} = \gamma \cdot z \cdot K_{\text{req}} \quad (2.2)$$

$$\sigma_{\text{Disp}} = \frac{F_c}{(e_v \cdot e_h)} \quad (2.3)$$

$$F_c = \frac{F_k}{C_{\text{DDI}} \times C_{\text{ATM}} \times C_{\text{FLU}}} \quad (2.4)$$

O cálculo das tensões requeridas é semelhante ao das pressões de terra de Rankine actuando num muro de terra de gravidade. A diferença está no facto de neste caso as tensões requeridas serem transmitidas para a parte do reforço da Zona 2. São estas tensões que influenciam a dimensão desta zona (Lopes, 2000).

Para a obtenção destas tensões pode recorrer-se a dois métodos sugeridos por Jewell (1996): método das cunhas e da espiral logarítmica (métodos de equilíbrio limite). Estes permitem a obtenção de coeficientes de pressões de terra utilizados no cálculo dessas tensões. Este autor disponibiliza ábacos para a obtenção simplificada destes coeficientes. Na Figura 2.5 é apresentado um exemplo dos ábacos utilizados para a obtenção dos coeficientes de pressões de terra.

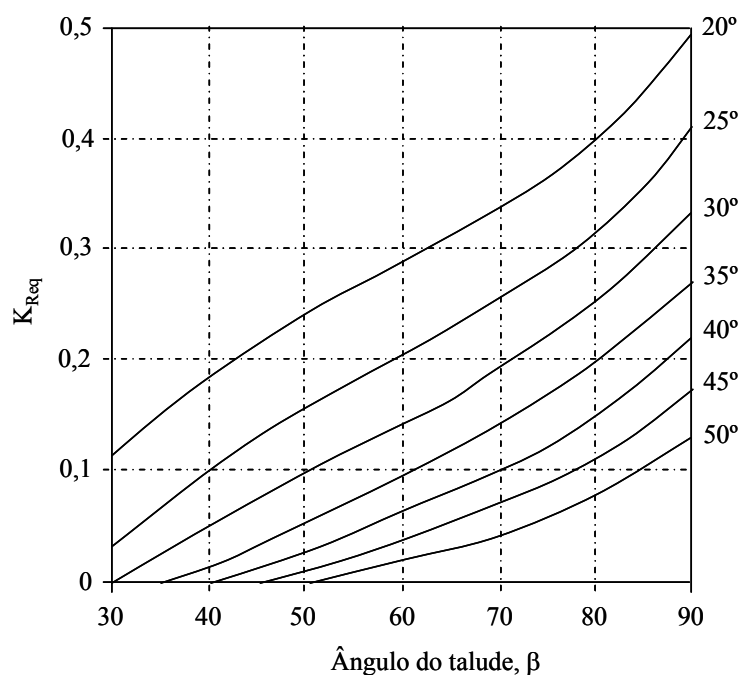


Figura 2.5. Coeficiente de impulsos de terras requerido  $K_{\text{req}}$ , para  $r_u=0$  (adaptado de Jewell, 1996)

Quanto ao segundo aspecto a ter em conta para a estabilidade interna, já foi referido anteriormente, e não é mais que, garantir que a Zona 2 tenha dimensões suficientes para possibilitar que a interacção solo-reforço seja suficiente para permitir a mobilização das forças de cálculo na Zona 1. A Zona 2 tem também que garantir que a estrutura não seja sensível à ocorrência de superfícies de rotura que a intersectem (Lopes, 2000).

Assim, o comprimento do reforço na Zona 2,  $L_a$ , é obtido, genericamente, da Equação 2.5 em que,  $B_r$  é a largura do reforço,  $L_a$  é o comprimento de arranque,  $\sigma_n'$  é a tensão normal efectiva actuante na superfície do reforço em termos de tensões efectivas,  $f$  o coeficiente de resistência da interface solo-reforço e  $\text{tg}\phi'$  a resistência ao corte do solo (Lopes, 2000).

$$F_c = 2 \cdot B_r \cdot L_a \cdot \sigma_n' \cdot f \cdot \text{tg}\phi' \quad (2.5)$$

Para os geossintéticos em que existe, para além do atrito lateral, mobilização da resistência passiva do solo, a obtenção de  $L_a$  tem de entrar em conta com este efeito. O coeficiente de resistência da interface,  $f$  também varia com o tipo de geossintético a usar. Lopes (2000) refere as expressões a utilizar nestes casos, quer para geotêxteis Equação 2.6, quer para geogrelhas Equação 2.7 (onde pode ser mobilizada resistência passiva). Os parâmetros necessários para a sua aplicação são:  $\delta$  ângulo de atrito solo-reforços,  $\phi'$  ângulo de atrito do solo em tensões efectivas,  $a_s$  área sólida da superfície lateral das geogrelhas,  $a_b$  área da face da geogrelha disponível para mobilizar resistência passiva,  $\sigma_b'$  tensão passiva em termos de tensões efectivas,  $B$  espessura das barras da geogrelha e  $S$  espaçamento entre barras transversais.

$$f = \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'} \quad (2.6)$$

$$f = a_s \times \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'} + \left( \frac{\sigma_b'}{\sigma_n'} \right) \times \left( \frac{a_b \times B}{S} \right) \times \left( \frac{1}{2 \times \text{tg}\phi'} \right) \quad (2.7)$$

Quanto ao comprimento de arranque na base do talude  $L_a^{\text{base}}$ , de altura  $H$ , com tensão normal efectiva  $\sigma_n' = \sigma_v' = \gamma H (1 - r_u)$ , é obtido pela Equação 2.8 em que os parâmetros têm o significado já referido.

$$\left( \frac{L_a^{\text{base}}}{H} \right) = \left( \frac{F_c}{2 \cdot B_r \cdot \gamma \cdot H^2} \right) \left( \frac{1}{1 - r_u} \right) \left( \frac{1}{f \cdot \text{tg}\phi'} \right) \quad (2.8)$$

Para garantir que o comprimento dos reforços obtidos pelas expressões é suficiente, Jewell (1996) propõe ajustes ao método, consoante o local onde se encontram as superfícies



de cedência. No caso da superfície de cedência passar pelo pé do talude, a introdução de mais reforços pode permitir colmatar a deficiente resistência ao arranque. Para tal, utiliza-se um coeficiente de impulso de terras maior no cálculo das tensões, como representado na Figura 2.6, permitindo a diminuição do espaçamento entre reforços e como consequência o aumento do seu número.

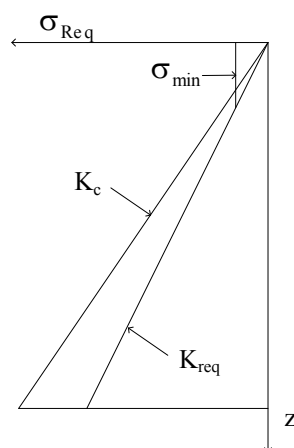


Figura 2.6. Correção do diagrama de pressões a considerar no dimensionamento (adaptado de Jewell, 1996)

A Equação 2.9 expressa o novo coeficiente a usar sendo que,  $K_c$  é o coeficiente de impulso de terras de cálculo,  $K_{Req}$  é o coeficiente de impulso de terras exigido no caso de adesão solo-reforço perfeita,  $L_a^{base}$  é o comprimento de arranque exigido nos reforços na base do talude e  $L_R$  é o comprimento total de reforço no caso de adesão solo-reforço perfeita (Jewell, 1996).

$$K_c = \frac{K_{Req}}{1 - \frac{L_a^{base}}{L_R}} \quad (2.9)$$

Caso as superfícies de cedência não passem pelo pé do talude, deve ser adoptada uma tensão mínima,  $\sigma_{min}$ , como representado na Figura 2.6, para a parte superior do talude, onde estas são muito reduzidas, permitindo que o espaçamento entre os reforços seja menor nesta zona (Jewell, 1996). O valor a adoptar é dado pela Equação 2.10 onde,  $z_{crit}$  é a profundidade correspondente à necessidade de um comprimento de arranque igual ao comprimento de reforço,  $L_a = L_R$ ,  $\gamma_c$  é o peso volúmico de cálculo do solo e  $z_{crit}/H = L_a^{base}/L_R$  (Lopes, 2000).

$$\sigma_{min} = \gamma_c \cdot z_{crit} \cdot K_{Req} = \gamma_c \cdot H \cdot \left( \frac{L_a^{base}}{L_R} \right) \cdot K_{Req} \quad (2.10)$$

A obtenção do comprimento do reforço  $L_R$  é realizada através da consulta de ábacos como os mostrados nas Figura 2.7 e 2.8. Estes ábacos fornecem dois valores para  $L_R$  diferentes. Um relativo à verificação do deslizamento por corte directo e outro para a verificação da estabilidade global. Consoante os valores obtidos é escolhido o que se ajusta melhor a toda ou a parte da altura do talude reforçado (Lopes, 2000).

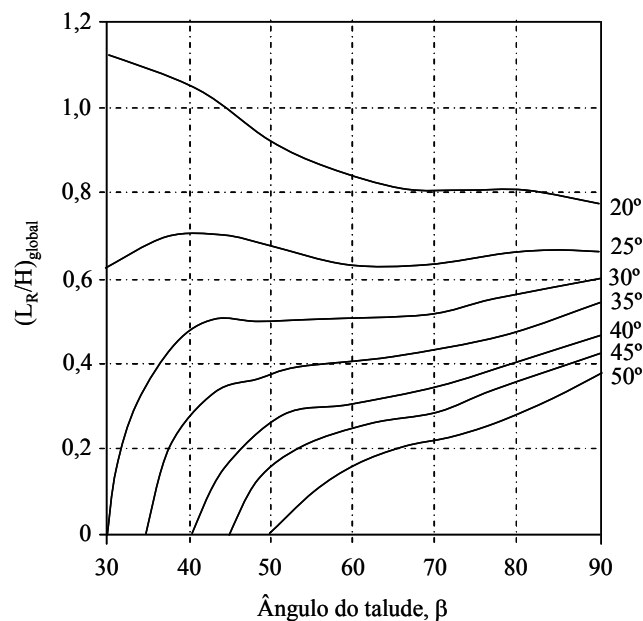


Figura 2.7. Comprimento mínimo requerido  $L_R$ , para Estabilidade Global  $(L_R/H)_{\text{global}}$ ;  $r_u=0$  (adaptado de Jewell, 1996)

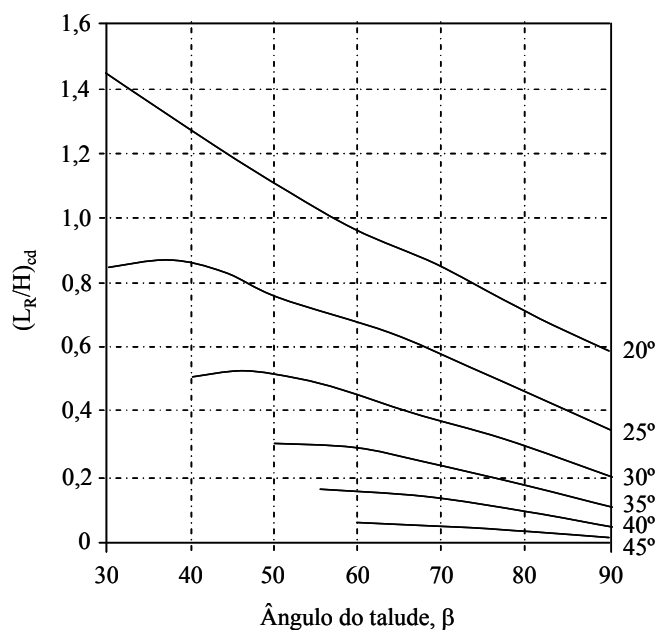


Figura 2.8. Comprimento mínimo requerido  $L_R$ , Corte Directo  $(L_R/H)_{\text{cd}}$ ;  $r_u=0$ ; (adaptado de Jewell, 1996)

Neste ponto foram referidos os pressupostos e os fundamentos teóricos que suportam o método de dimensionamento. A explicação dos passos a realizar durante a utilização deste método para o dimensionamento de um reforço de um talude recorrendo à utilização de geossintéticos, é descrita de forma mais detalhada na secção 3.3.3.1.

### 2.5.2.2. Método do Nordic Handbook

O método descrito neste documento (Rogbeck *et al.*, 2002) é baseado num modelo simplificado. Os autores recomendam que para estruturas mais complicadas sejam utilizados métodos mais sofisticados. O Nordic Handbook demonstra a verificação da estabilidade interna e algumas das verificações necessárias para a estabilidade externa. Nesta secção, apenas são abordadas as verificações para a estabilidade interna.

A rotura interna pode acontecer de duas maneiras distintas: rotura por tracção e deformação excessiva ou quebra dos reforços ou rotura por arranque (Rogbeck *et al.*, 2002).

O processo de dimensionamento para assegurar a estabilidade interna consiste em determinar o máximo das tensões desenvolvidas no interior do solo, bem como a sua localização ao longo da superfície de escorregamento crítica, e a resistência que provêm dos reforços em conjunto com a resistência ao arranque e a resistência à tracção (Rogbeck *et al.*, 2002).

Para muros verticais o modelo para cálculo e dimensionamento é o representado na Figura 2.9. No entanto, se a face do muro é inclinada, a superfície de escorregamento crítica passa a ser curva e terá um ângulo menor que o representado. Quando o ângulo que a face do muro faz com a vertical é superior a 10°, torna-se necessário usar o cálculo clássico para a estabilidade de taludes (Rogbeck *et al.*, 2002).

Para a obtenção dos comprimentos dos reforços é necessário obter o espaçamento vertical entre estes e o estado de tensão a que vão ser sujeitos. O método disponibiliza expressões para o cálculo das tensões para muros verticais. No caso de muros inclinados estas podem ser obtidas pelos métodos clássicos. Quanto ao espaçamento vertical,  $e_v$ , este pode ser obtido pela relação expressa na Equação 2.11, onde:  $F_c$  é a força resistente de cálculo dos reforços calculada através da Equação 2.12 ( $\eta_1$  factor de conversão para os efeitos da fluência,  $\eta_2$  factor de conversão para os efeitos provocados pela instalação em obra,  $\eta_3$  factor de conversão para efeitos atmosféricos,  $F_k$  força resistente característica dos reforços e  $\gamma_M$  correspondente ao coeficiente de segurança parcial para os parâmetros do solo) e  $p_{a,máx}$  é a

pressão horizontal máxima do solo e água. Os valores típicos para  $e_v$  variam entre 0,2m e 0,6m, não excedendo 1,0m de comprimento (Rogbeck *et al.*, 2002).

$$e_v = \frac{F_c}{p_{a,máx}} \quad (2.11)$$

$$F_c = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot F_k}{\gamma_M} \quad (2.12)$$

O valor da pressão horizontal máxima do solo e água é obtido através da Equação 2.13 sabendo que  $K_a$  é o coeficiente de impulso activo do solo,  $\sigma'_v$  a tensão efectiva vertical e  $u$  a tensão intersticial.

$$p_{a,máx} = (K_a \cdot \sigma'_v) + u \quad (2.13)$$

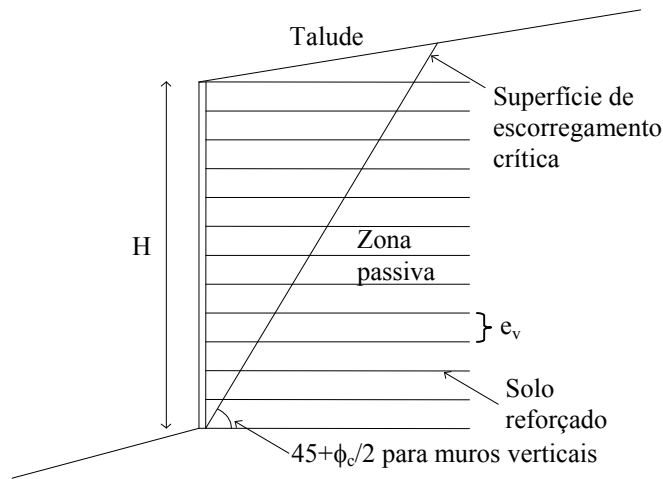


Figura 2.9. Modelo para o dimensionamento (adaptado de Rogbeck *et al.*, 2002)

O cálculo do comprimento do reforço  $L_R$ , para a verificação da estabilidade interna, é a soma das duas parcelas correspondentes às zonas activa,  $L_A$ , e passiva,  $L_P$ , do muro.

Na zona passiva o comprimento do reforço tem de ser suficiente para garantir a resistência ao arranque e é dado pela Equação 2.14 em que  $\alpha_1$  é o coeficiente de interacção entre o solo e o reforço (tabelado no NH),  $p_a$  é a pressão horizontal num determinado ponto (incluindo o efeito da água),  $\gamma_p$  é o factor parcial para a resistência ao arranque (tabelado do NH),  $c'_c$  é o valor de cálculo da coesão do aterro/solo, em termos de tensões efectivas, e  $z$  é a profundidade (a partir do topo) até ao nível de reforço considerado (Rogbeck *et al.*, 2002).

$$L_P = \frac{p_a \cdot e_v}{\frac{2 \cdot \alpha_1}{\gamma_p} (c'_c + \gamma_c \cdot z \cdot \text{tg} \phi'_c)} \quad (2.14)$$

Na zona activa, o comprimento dos reforços é calculado como a distância da face do muro até à superfície de escorregamento crítica (para a estrutura não reforçada). Para muros verticais o método dispõe da Equação 2.15 para o seu cálculo, caso contrário este tem de ser obtido através da análise de estabilidade clássica. Os valores mínimos para os valores  $L_P$  e  $L_A$  estão disponíveis no método (Rogbeck *et al.*, 2002).

$$L_A = (H - z) \times \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi_c}{2}\right) \quad (2.15)$$

Este método prevê ainda a verificação de alguns mecanismos de rotura externa, de forma um pouco diferente das abordagens clássicas da mecânica dos solos. Estes são abordados na secção 2.6.7.

### 2.5.3. Materiais de aterro não convencionais – solos finos

Segundo a bibliografia encontrada, o início do estudo da utilização de reforços para melhorar o comportamento de taludes construídos com solos finos remonta ao início da década de 90 do século passado. Autores como Tatsuoka *et al.* (1990), Zornberg e Mitchell (1994), Christopher *et al.* (1998), Kempton *et al.* (2000), Naughton *et al.* (2001) e Clancy e Naughton (2008) têm estudado a aplicação de reforços em geossintéticos em aterros não convencionais, e têm desenvolvido métodos de dimensionamento que consideram o comportamento particular destes solos.

Genericamente, os autores procuraram identificar os problemas associados ao reforço destes solos, demonstrar soluções para a sua resolução e desenvolver métodos de dimensionamento. Estes referem que o problema mais condicionante para a estabilidade deste tipo de estruturas é a existência de água e consequentemente o incremento das pressões intersticiais e diminuição da capacidade resistente do solo. Christopher *et al.* (1998) dizem que é necessário conhecer as condições que levam à existência ou aparecimento da água e ao desenvolvimento de pressões intersticiais no interior dos taludes ou aterros construídos com solos finos. Sugerem ainda que para resolver o problema referido devem ser adoptados geocompósitos permeáveis que permitam o desempenho das funções de reforço e de drenagem do solo simultaneamente. O desempenho destas funções permite a dissipação mais rápida das pressões intersticiais, ao mesmo tempo que é garantida a resistência à tracção dos reforços e a segurança em relação ao deslizamento dos reforços.

Ao longo da pesquisa bibliográfica realizada não foi possível encontrar informação detalhada específica relativa a métodos de dimensionamento de muros reforçados com

geossintéticos, utilizando solos finos. Assim, nesta secção apenas se descreve o método descrito por Naughton *et al.* (2001).

O método de dimensionamento descrito nesta secção, usado apenas para o geossintético utilizado no seu desenvolvimento e para aterros não convencionais, baseia-se num processo iterativo em que é verificado o tempo de dissipação dos excessos de pressão intersticial e a transmissividade do reforço utilizado. Este método baseia-se numa pesquisa feita por Kempton *et al.* (2000). Nesta pesquisa foram realizados ensaios para: avaliar a eficiência de um novo geossintético com capacidades de reforço e drenagem na dissipação dos excessos de pressão intersticial, quando sujeito a várias tensões de confinamento; comparar a resistência ao arranque do novo produto em relação aos usados anteriormente; e determinar parâmetros necessários para a constituição de um novo processo de dimensionamento (Naughton e Kempton, 2004).

Quanto ao método, este segue o processo iterativo descrito na Figura 2.10.

Começa-se por admitir um espaçamento vertical que será ajustado ao longo do processo, caso não se verifiquem os aspectos já referidos. Este valor é limitado a um máximo de 0,5 metros (Naughton *et al.*, 2001).

Em seguida, procede-se ao cálculo do tempo necessário para que os excessos de pressão intersticial gerados sejam dissipados. Para o seu cálculo, os ensaios de dissipação realizados por Kempton *et al.* (2000), sugerem a Equação 2.16 onde,  $F_{Diss}$  é o factor de segurança aplicado ao tempo de dissipação,  $C$  é uma constante determinada através da Figura 2.11,  $c_v$  é o coeficiente de consolidação vertical do solo, em geral, em  $m^2/ano$ . Os autores recomendam que o factor de segurança  $F_{Diss} = 2,0$ . Este valor toma em consideração as incertezas na determinação de  $c_v$ , a variabilidade do solo coesivo e as extrapolações usadas nos ensaios realizados para a obtenção da expressão.

$$T = \frac{F_{Diss} \cdot C}{c_v} \quad (2.16)$$

O valor de pressão intersticial gerada pela construção de uma camada de aterro sobre uma pré-existente,  $E_{pwp}$  é dado pela Equação 2.17 onde,  $h$  é a altura de cada camada,  $\gamma$  é o peso volúmico do solo de aterro,  $n$  o número de camadas a construir e  $r_u$  o parâmetro de pressão intersticial.

$$E_{pwp} = h \cdot \gamma + (n - 1)(\gamma \cdot h \cdot r_u) \quad (2.17)$$

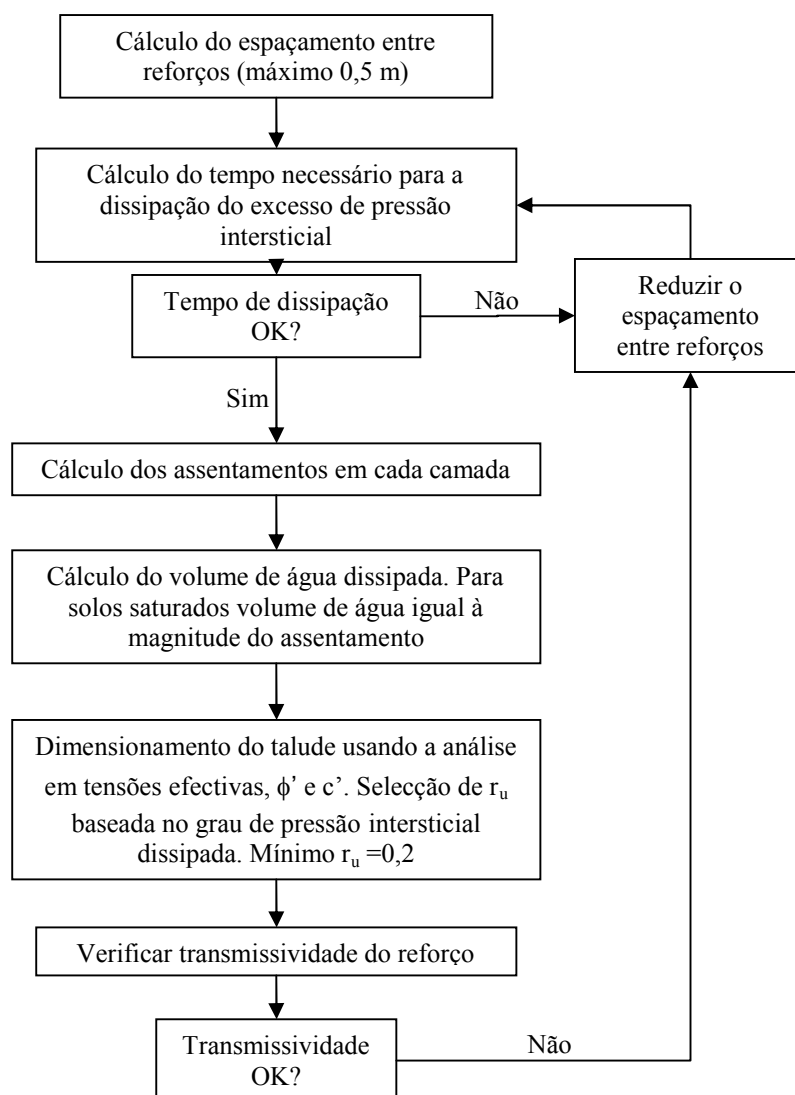


Figura 2.10. Esquema do método de dimensionamento (adaptado de Naughton *et al.*, 2001)

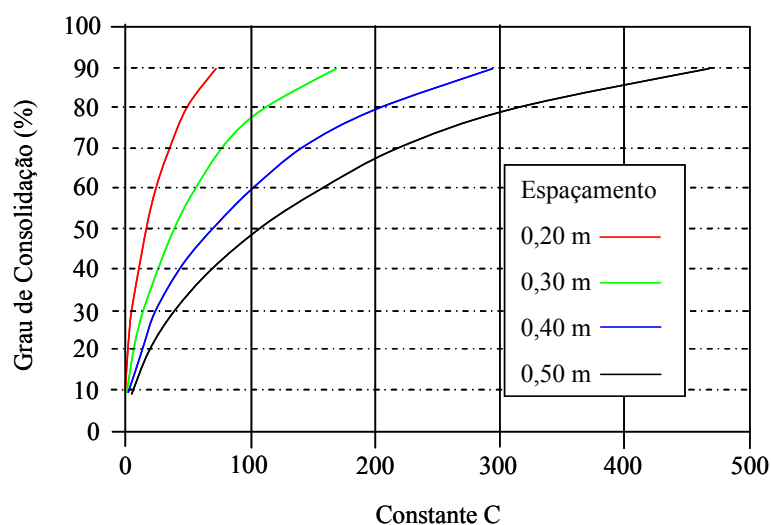


Figura 2.11. Gráfico para obtenção da constante C (adaptado de Naughton *et al.* (2001))

Os autores referem também que o grau de consolidação que é desejável atingir antes da construção da camada seguinte é de 80%. No caso do tempo de dissipação dos excessos de pressão intersticial ser inviável, deve reduzir-se o espaçamento entre camadas de reforço e proceder ao cálculo do novo tempo de dissipação (Naughton *et al.*, 2001).

O passo subsequente é o cálculo dos assentamentos verticais e do volume de água dissipado em cada camada. O assentamento,  $\delta_v$ , é obtido através da Equação 2.18, onde  $m_v$  é o coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $h$  é a altura inicial da camada,  $\gamma$  o peso volúmico do solo e  $q_Q$  a sobrecarga originada pelo processo construtivo.

$$\delta_v = m_v \cdot h \cdot (\gamma \cdot h + q_Q) \quad (2.18)$$

O volume de água dissipado, caso o grau de saturação do solo seja superior a 90 %, pode ser calculado através da magnitude de assentamento vertical por unidade de área (Equação 2.19), onde  $V$  é o volume de água em litros que sai do solo e  $\delta_v$  o assentamento da camada em metros (Naughton *et al.*, 2001).

$$V = \delta_v \times 1000 \quad (2.19)$$

No que diz respeito ao dimensionamento do talude para os estados limite últimos, este pode ser realizado através de uma análise em tensões efectivas. O facto do geossintético permitir que se dissipem os excessos de pressão intersticial durante a fase construtiva, possibilita o aumento da tensão de corte do solo e, portanto, a estabilidade do talude após a construção é garantida. Desta forma, garante-se que ao entrar em serviço, o comportamento do muro corresponde a uma situação drenada, isto é, a uma análise em tensões efectivas.

O método descrito propõe ainda valores a usar para alguns parâmetros utilizados na análise. O valor de  $r_u$  mínimo a utilizar é 0,2, e corresponde a um grau de consolidação de 80% que já foi referido, como o aconselhado para o dimensionamento. O coeficiente de interacção solo-reforço pode ser obtido através da Tabela 2.4 ou através de ensaios de corte realizados com o solo a utilizar na estrutura (Naughton *et al.*, 2001).

Por fim, a transmissividade do geossintético aplicado tem de ser suficiente para que os pressupostos do método sejam verificados. O valor desta grandeza obtido para o geossintético, de acordo com Kempton *et al.* (2000), tem de ser comparado com o valor de transmissividade necessário, calculado através do volume de água dissipado e o tempo necessário para a consolidação (Equação 2.20).

$$\text{Trans.} = \frac{V}{T} \quad (2.20)$$



Tabela 2.4. Valores para o coeficiente de interação solo-reforço para diferentes valores de ângulo de atrito do solo (adaptado de Naughton *et al.* (2001))

| Ângulo de atrito, $\phi'$ | Coeficiente de interação solo-reforço |
|---------------------------|---------------------------------------|
| <20                       | 0,4                                   |
| 20 – 25                   | 0,5                                   |
| 25 – 30                   | 0,6                                   |
| >30                       | 0,7                                   |

Esta propriedade tem de ser verificada em duas alturas diferentes. Primeiro, logo após a construção de cada camada, quando o gradiente hidráulico é alto mas a tensão de confinamento é baixa, e segundo, quando a construção está terminada, situação em que o gradiente hidráulico é reduzido mas a tensão de confinamento é elevada. Caso a transmissividade fornecida seja inadequada, o espaçamento entre reforços tem de ser diminuído e deve proceder-se, novamente, às verificações referidas (Naughton *et al.*, 2001).

Alguns exemplos da aplicação deste método podem ser consultados em Naughton *et al.* (2001) e em Clancy e Naughton (2008). Neste trabalho é descrito o exemplo de dimensionamento realizado no primeiro documento referido. Este foi o escolhido por realizar um dimensionamento de um talude com as dimensões e propriedades do solo mais aproximadas às consideradas para os casos de estudo deste trabalho, permitindo correlações entre os resultados obtidos.

Assim, o talude dimensionado neste documento tinha um ângulo de  $70^\circ$  e uma altura de 5 m. O solo considerado tinha um peso volúmico de  $18 \text{ kN/m}^3$  e as características de compressibilidade do solo são as presentes na Tabela 2.5. Quanto ao espaçamento vertical entre reforços, este foi considerado igual 0,5 m (Naughton *et al.*, 2001).

Tabela 2.5. Características de compressibilidade do exemplo de dimensionamento de Naughton *et al.* (2001)

| Tensão de confinamento (kPa) | 0 - 40 | 40 - 75 | 75 - 100 |
|------------------------------|--------|---------|----------|
| $c_v$ (m <sup>2</sup> /ano)  | 10     | 8       | 6        |
| $m_v$ (m <sup>2</sup> /MN)   | 0,5    | 0,4     | 0,3      |

Os autores utilizaram as equações propostas no método de dimensionamento, e já referidas nesta secção, para calcular o tempo de dissipação,  $T$ , estimar os assentamentos

verticais,  $\delta_v$ , e verificar a transmissividade do geossintético para cada camada de reforço (Naughton *et al.*, 2001).

Os resultados obtidos são os apresentados na Tabela 2.6 e mostram que para este exemplo o maior período necessário para a dissipação das pressões intersticiais é 103 horas, o máximo assentamento vertical está previsto acontecer nas camadas 7 a 10 e corresponde a 2,25 mm, o assentamento vertical total calculado é 18,5 mm e a transmissividade máxima requerida para o geossintético é igual a 0,036 l/m.hr (Naughton *et al.*, 2001).

Tabela 2.6. Resultados obtidos no exemplo de dimensionamento de Naughton *et al.* (2001)

| Camada de reforço      | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | 9     | 10    |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Altura do talude       | 0,5   | 1,0   | 1,5   | 2,0   | 2,5   | 3,0   | 3,5   | 4,0   | 4,5   | 5,0   |
| Tensão de confinamento | 90    | 81    | 72    | 63    | 54    | 45    | 36    | 27    | 18    | 9     |
| T (hr)                 | 103   | 103   | 77,6  | 77,6  | 77,6  | 77,6  | 62,1  | 62,1  | 62,1  | 62,1  |
| $\delta_v$ (mm)        | 1,35  | 1,35  | 1,80  | 1,80  | 1,80  | 1,80  | 2,25  | 2,25  | 2,25  | 2,25  |
| Trans. (l/m.hr)        | 0,013 | 0,013 | 0,023 | 0,023 | 0,023 | 0,023 | 0,036 | 0,036 | 0,036 | 0,036 |

## 2.6. Verificação da estabilidade externa do muro

### 2.6.1. Considerações gerais

Mendonça (2004) refere que o dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos exige, a verificação da estabilidade interna e externa. Na verificação da estabilidade externa o maciço reforçado é considerado como um bloco rígido e a estabilidade deste é avaliada em relação aos mecanismos de rotura seguintes (Figura 2.12):

- Deslizamento pela base;
- Derrubamento;
- Capacidade de carga do terreno de fundação;
- Deslizamento do conjunto composto pela obra e pela fundação ou escorregamento global.

Neste trabalho, para fazer a verificação da estabilidade externa, optou-se por recorrer à metodologia descrita na norma EN 1997-1: 2004 E, com aplicação de coeficientes de

segurança parciais. No entanto, para a verificação ao escorregamento global utilizou-se a formulação em coeficientes de segurança globais.

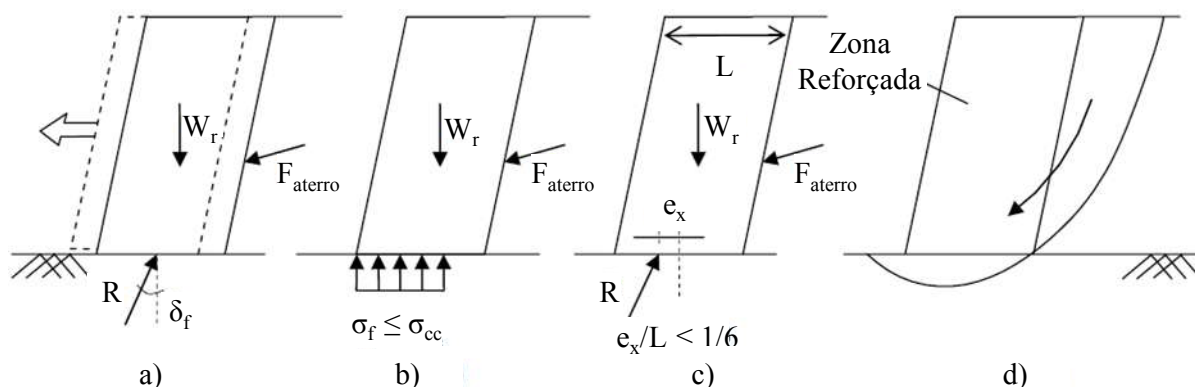


Figura 2.12. Mecanismos de rotura externa: a) deslizamento pela base; b) derrubamento; c) capacidade de carga da fundação; d) deslizamento do conjunto composto pela obra e pela fundação (Jewell, 1996)

## 2.6.2. Deslizamento pela base

No caso do deslizamento pela base, a estrutura experimenta uma translação para o exterior, imposta pelo impulso das terras suportadas. A força de estabilização é composta pela força de atrito mobilizável entre a base e o maciço de fundação e pelo impulso passivo mobilizado na parte frontal da estrutura, caso exista (Matos Fernandes, 1995).

Para a verificação deste mecanismo de rotura são utilizadas as relações expressas nas Equações 2.21, 2.22 e 2.23, com  $T_{\text{resistências}}$  forças resistentes ao deslizamento com a direcção da base do muro,  $T_{\text{acções}}$  forças com a direcção da base do muro que provocam o deslizamento devidas às acções,  $W_i^{\perp \text{base}}$  parcela resistente  $i$  perpendicular à base do muro, devida ao peso deste,  $W_i^{\parallel \text{base}}$  parcela resistente  $i$  paralela à base do muro, devida ao peso deste,  $\delta_{\text{base}}$  ângulo de atrito entre o solo de fundação e o muro,  $I_i^{\parallel \text{base}}$  componente com a direcção da base do muro do impulso actuante  $i$ ,  $I_i^{\perp \text{base}}$  componente com a direcção perpendicular à base do muro do impulso actuante  $i$ ,  $c$  coesão do solo e  $L_{\text{base}}$  comprimento da base do muro.

$$T_{\text{resistências}} \geq T_{\text{acções}} \quad (2.21)$$

$$T_{\text{resistências}} = \sum_i (W_i^{\perp \text{base}} \times \text{tg} \delta_{\text{base}} \pm W_i^{\parallel \text{base}}) + c \times L_{\text{base}} \quad (2.22)$$

$$T_{\text{acções}} = \sum_i (I_i^{\parallel \text{base}} \pm I_i^{\perp \text{base}} \times \text{tg} \delta_{\text{base}}) \quad (2.23)$$

### 2.6.3. Derrubamento

No que diz respeito à rotura por derrubamento, esta ocorre quando a estrutura, sob a acção do impulso das terras suportadas, roda em torno da aresta exterior da sua base. As forças que contribuem para contrariar o derrubamento são o peso próprio e o impulso passivo mobilizável em frente do muro, caso exista (Matos Fernandes, 1995).

Para a sua verificação, são utilizadas as Equações 2.24, 2.25 e 2.26, com  $M_{\text{resistências}}$  momentos resistentes as derrubamento,  $M_{\text{acções}}$  momentos provocados pelas acções,  $W_i$  força resistente  $i$ ,  $x_i$  braço das forças  $W_i$  e  $I_i^v$  relativamente ao eixo  $x$  considerado,  $I_i^h$  componente horizontal do impulso actuante  $i$ ,  $I_i^v$  componente vertical do impulso actuante  $i$  e  $y_i$  braço da força  $I_i^h$  relativamente ao eixo  $y$  considerado.

$$M_{\text{resistências}} \geq M_{\text{acções}} \quad (2.24)$$

$$M_{\text{resistências}} = \sum_i (W_i \times x_i) \quad (2.25)$$

$$M_{\text{acções}} = \sum_i (I_i^h \times y_i \pm I_i^v \times x_i) \quad (2.26)$$

### 2.6.4. Capacidade de carga do terreno de fundação

A rotura do solo de fundação devido à sua reduzida capacidade de carga acontece quando o conjunto de cargas aplicadas pela supraestrutura é superior à capacidade que o maciço de fundação tem para as suportar, provocando a deformação do solo de fundação (Matos Fernandes, 1995).

O valor de capacidade de carga do solo deve ser verificada para tensões efectivas e tensões totais quando o solo resistente é um material argiloso com água. Isto deve-se ao facto de, aquando da construção sobre um solo desta natureza, os excessos de tensões intersticiais terem de ser dissipados, o que demora algum tempo. Assim, imediatamente após a construção, a capacidade de carga tem de ser verificada para tensões totais. Após a dissipação dos excessos de tensões intersticiais essa verificação é realizada em tensões efectivas.

Por conseguinte, a capacidade de carga,  $q_{\text{ult}}$ , é obtida através da Equação 2.27 para tensões efectivas e da Equação 2.28 para tensões totais. Os parâmetros que as compõem são:  $c'$  coesão do solo em termos de tensões efectivas,  $c_u$  coesão não drenada,  $q'$  tensão efectiva aplicada pelo solo acima da fundação,  $q$  tensão total aplicada pelo solo acima da fundação,  $\gamma$  peso volúmico do solo,  $B'$  largura efectiva da fundação,  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  factores de capacidade de

carga,  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  factores de forma da fundação,  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  factores de inclinação da carga,  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  factores de profundidade,  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$  factores devidos à inclinação da base da sapata,  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  factores de inclinação do talude e  $f_c$ ,  $f_q$  e  $f_\gamma$  factores devidos à existência de uma fronteira rígida. Existem várias propostas de expressões para os factores referidos. Algumas podem ser encontradas em Bowles (1996).

$$q_{ult} = c'N_c s_c i_c d_c b_c g_c f_c + q'N_q s_q i_q d_q b_q g_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma f_\gamma \quad (2.27)$$

$$q_{ult} = c_u N_c s_c i_c d_c b_c g_c f_c + q N_q s_q i_q d_q b_q g_q f_q \quad (2.28)$$

### 2.6.5. Escorregamento global

Quanto ao escorregamento global, é um mecanismo em que ocorre o deslizamento do conjunto composto pela obra e pela fundação. A superfície de escorregamento pode englobar uma grande porção de solo envolvente, sugerindo que esta não é provocada pela construção. Por vezes ocorre o contrário, o que indica que a construção da estrutura teve uma influência significativa para a perda de estabilidade do conjunto (Matos Fernandes, 1995). Este mecanismo pode ser estudado através de ferramentas de cálculo automático como por exemplo o Slope/W da Geostudio International, Lda. Dadas as limitações de tempo, para reduzir o número de análises a realizar, optou-se por utilizar um coeficiente de segurança global igual a 1,5. No entanto, é necessário salientar que na norma está prevista a verificação destes mecanismos de rotura com coeficientes de segurança parciais.

### 2.6.6. Eurocódigo 7 (EN 1997-1: 2004 E)

Segundo a EN 1997-1: 2004 E os mecanismos de rotura descritos atrás acontecem quando se atinge os estados limites últimos da estrutura. Nesta norma são definidos os seguintes estados limites últimos que, sempre que relevantes para o comportamento da estrutura, não devem ser ultrapassados:

- **perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno**, considerado como corpo rígido, em que as resistências dos materiais estruturais e do terreno contribuem de forma insignificante para a resistência (EQU);
- **rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais**, em que a resistência dos materiais estruturais é significativa para o conjunto (STR);

- **rotura ou deformação excessiva do terreno**, em que a resistência do solo ou rocha é significativa para a resistência do conjunto (GEO);
- **perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno por levantamento** (“uplift”) devido às pressões da água ou outras acções verticais (UPL);
- **levantamento hidráulico, erosão interna e “piping”** no terreno provocado pelos gradientes hidráulicos (HYD).

Há que referir que as verificações realizadas neste trabalho para a verificação da estabilidade externa, já referidas anteriormente, utilizam as abordagens de cálculo sugeridas pela norma EN 1997-1: 2004 E para os correspondentes estados limites últimos. Assim, no caso da estabilidade ao derrubamento é verificado o estado limite último do tipo (EQU), sendo no caso dos outros mecanismos de rotura utilizados os estados limites do tipo (GEO e STR). Os outros estados limites últimos não são verificados neste trabalho por não se encontrarem nos objectivos traçados mas, no entanto, reconhece-se que a sua importância não permite que, no caso da construção de uma obra deste tipo, não sejam considerados para o seu dimensionamento externo.

Abordando mais especificamente os dois estados limites últimos considerados, o do tipo (EQU) prevê apenas uma abordagem de cálculo em que se verifica a relação da Equação 2.29 sabendo que  $E_{dst,c}$  é o valor de cálculo do efeito destabilizador das acções,  $E_{stb,c}$  é o valor de cálculo do efeito estabilizador das acções e  $R_a$  é uma resistência adicional. Nesta abordagem é utilizado um conjunto de factores de segurança para minoração dos parâmetros do solo e outro para majoração das acções ou dos seus efeitos. Estes são apresentados nas Tabelas 2.7 e 2.8 e foram obtidos na norma EN 1997-1: 2004 E.

$$E_{dst,c} \leq E_{stb,c} + R_a \quad (2.29)$$

Tabela 2.7. Coeficientes de segurança parciais a aplicar aos parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) para estado limite último do tipo (EQU)

| Parâmetros do solo                  | Símbolo           | Conjunto |
|-------------------------------------|-------------------|----------|
| Ângulo de atrito, $\phi'(^{\circ})$ | $\gamma_{\phi'}$  | 1,25     |
| Coesão efectiva, $c'$               | $\gamma_{c'}$     | 1,25     |
| Resistência não drenada, $c_u$      | $\gamma_{cu}$     | 1,40     |
| Resistência à compressão simples    | $\gamma_{qu}$     | 1,40     |
| Peso volúmico, $\gamma$             | $\gamma_{\gamma}$ | 1,00     |

(\*) Este factor é aplicado a  $\tan \phi'$

Tabela 2.8. Coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções ( $\gamma_F$ ) ou aos efeitos das acções ( $\gamma_E$ ) para estado limite último do tipo (EQU)

| Acções      |               | Símbolo            | Conjunto |
|-------------|---------------|--------------------|----------|
| Permanentes | Desfavoráveis | $\gamma_{G,desf.}$ | 1,10     |
|             | Favoráveis    | $\gamma_{G,fav.}$  | 0,90     |
| Variáveis   | Desfavoráveis | $\gamma_{Q,desf.}$ | 1,50     |
|             | Favoráveis    | $\gamma_{Q,fav.}$  | 0        |

No que diz respeito aos estados limites últimos do tipo (GEO e STR) é verificada a relação referida na Equação 2.30 em que  $E_c$  é o valor de cálculo do efeito das acções e  $R_c$  é o valor de cálculo das resistências. Esta relação é verificada para as três abordagens de cálculo diferentes seguintes:

- Abordagem 1 (DA1) – **abordagem do coeficiente de segurança para os materiais**, em que se recorre a dois conjuntos de coeficientes de segurança parciais, aplicados em dois cálculos separados, ou seja, através da Combinação 1 – A1 “+” M1 “+” R1 e Combinação 2 – A2 “+” M2 “+” R1;
- Abordagem 2 (DA2) – **abordagem do coeficiente de segurança para as resistências**, por aplicação de um conjunto de coeficientes de segurança parciais, correspondentes à combinação A1 “+” M1 “+” R2, utilizados num único cálculo;
- Abordagem 3 (DA3) – **abordagem mista**, recorrendo a um conjunto de coeficientes de segurança parciais aplicados num único cálculo e correspondentes à combinação de coeficientes (A1\* ou A2+) “+” M2 “+” R3 em que A1\* é utilizado para acções na estrutura e A2+ para acções geotécnicas (EN 1997-1: 2004 E).

$$E_c \leq R_c \quad (2.30)$$

A norma citada refere ainda os diferentes coeficientes parciais de segurança a utilizar em cada uma das combinações indicada. Estes factores são citados nas Tabelas 2.9 a 2.11.

Tabela 2.9. Coeficientes de segurança parciais a aplicar às resistências ( $\gamma_R$ ) para estruturas de suporte para estado limite último do tipo (GEO e STR)

| Resistência         | Símbolo                   | Conjunto |     |     |
|---------------------|---------------------------|----------|-----|-----|
|                     |                           | R1       | R2  | R3  |
| Capacidade de carga | $\gamma_{R; \text{qult}}$ | 1,0      | 1,4 | 1,0 |
| Escorregamento      | $\gamma_{R; h}$           | 1,0      | 1,1 | 1,0 |
| Resistência do solo | $\gamma_{R; e}$           | 1,0      | 1,4 | 1,0 |

Tabela 2.10. Coeficientes de segurança parciais a aplicar aos parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) para estado limite último do tipo (GEO e STR)

| Parâmetros do solo               | Símbolo          | Conjunto |      |
|----------------------------------|------------------|----------|------|
|                                  |                  | M1       | M2   |
| Ângulo de atrito, $\phi'$ (*)    | $\gamma_{\phi'}$ | 1,0      | 1,25 |
| Coesão efectiva, $c'$            | $\gamma_{c'}$    | 1,0      | 1,25 |
| Resistência não drenada, $c_u$   | $\gamma_{c_u}$   | 1,0      | 1,40 |
| Resistência à compressão simples | $\gamma_{q_u}$   | 1,0      | 1,40 |
| Peso volúmico, $\gamma$          | $\gamma_\gamma$  | 1,0      | 1,00 |

(\*) Este factor é aplicado a  $\tan \phi'$

Tabela 2.11. Coeficientes de segurança parciais a aplicar às acções ( $\gamma_F$ ) ou aos efeitos das acções ( $\gamma_E$ ) para estado limite último do tipo (GEO e STR)

| Acções      |               | Símbolo            | Conjunto |      |
|-------------|---------------|--------------------|----------|------|
|             |               |                    | A1       | A2   |
| Permanentes | Desfavoráveis | $\gamma_{G,desf.}$ | 1,35     | 1,00 |
|             | Favoráveis    | $\gamma_{G,fav.}$  | 1,00     | 1,00 |
| Variáveis   | Desfavoráveis | $\gamma_{Q,desf.}$ | 1,50     | 1,30 |
|             | Favoráveis    | $\gamma_{Q,fav.}$  | 0        | 0    |

Para além dos estados limites últimos a verificar, qualquer obra de engenharia civil tem ainda de ser verificada quanto aos seus estados limites de utilização. Este é um dos elementos essenciais no dimensionamento de estruturas, nomeadamente de estruturas em solo, como é o caso. Dado o volume de trabalho e o tempo disponível para a realização deste trabalho, optou-se por não realizar esta verificação. No entanto, é de salientar que na norma em causa se refere que os estados limites de utilização são verificados através da relação descrita na Equação 2.31 em que  $A_c$  é o valor de cálculo dos efeitos provocados pela combinação das acções relevantes para os estados limites de utilização e  $D_c$  é o valor limite de cálculo para o efeito em verificação (EN 1997-1: 2004 E).

Para muros de terra a norma prevê apenas a verificação de assentamentos provenientes do processo de consolidação do solo.

$$A_c \leq D_c \quad (2.31)$$



### 2.6.7. Casos particulares

Finalmente, como refere Mendonça (2004), no caso das estruturas reforçadas com geossintéticos há que atender a alguns aspectos particulares, nomeadamente:

- Quando a largura do maciço reforçado é superior à altura, a flexibilidade da estrutura impede que ele actue como um único bloco; nesse caso, no cálculo da capacidade de carga do terreno de fundação, o maciço deve ser considerado como tendo uma largura inferior à real e igual à altura;
- Quando, na verificação da estabilidade do conjunto composto pela obra e pela fundação, as superfícies potenciais de rotura atravessam o maciço reforçado deve considerar-se a contribuição das forças mobilizadas nos reforços intersectados por aquelas superfícies;
- Dada a maior flexibilidade dos maciços reforçados, no dimensionamento externo, podem-se adoptar coeficientes de segurança inferiores aos que se utilizam nos muros de suporte normais.

Por vezes, este tipo de verificação é incluído nos métodos de dimensionamento encontrados na bibliografia. De facto, o método apresentado no Nordic Handbook propõe que o comprimento total mínimo do reforço,  $L_e$ , para a verificação do escorregamento lateral seja obtido pela Equação 2.32 onde:  $A$  é a altura média do aterro fora do reforço;  $K_a$ , coeficiente do impulso activo do solo;  $\gamma_c$ , peso volúmico de cálculo do solo;  $\gamma_Q$ , coeficiente de segurança para sobrecargas;  $\gamma_G$ , coeficiente de segurança para cargas permanentes;  $q_Q$ , acções variáveis;  $q_G$ , acções permanentes;  $\gamma_s$ , factor de segurança parcial para a resistência ao escorregamento na superfície de reforço;  $z$ , profundidade medida do topo do muro até ao ponto em estudo;  $\alpha_2$ , coeficiente de interacção entre o solo da fundação e o reforço; e  $\phi'_c$ , ângulo de atrito de cálculo do solo em termos de tensões efectivas.

$$L_e = \frac{0,5 \cdot K_a \cdot A (\gamma_c \cdot H + 2(\gamma_Q \cdot q_Q + \gamma_G \cdot q_G)) \gamma_s}{\gamma_c \cdot z \cdot \alpha_2 \cdot \tan \phi'_c} \quad (2.32)$$

Esta verificação deve ser efectuada acima e abaixo da camada de reforço do fundo, usando o ângulo de atrito e os coeficientes de interacção relevantes. Para estruturas mais complexas em que os comprimentos dos reforços são diferentes ao longo do muro, ou em que as características dos materiais variem, a verificação tem de ser realizada para mais camadas.

## 2.7. Definição da cota de coroamento

A cota de coroamento de uma estrutura de suporte é obtida para que esta não seja transposta pelo elemento a suportar. É o que se passa com os muros de suporte de terras que normalmente têm uma cota de coroamento acima do terreno suportado. No caso de o muro servir de barreira à passagem de líquidos, a cota de coroamento tem de ser necessariamente maior que o nível do líquido. Neste caso, importa saber se o comportamento do líquido a conter é estático ou dinâmico, pois caso seja dinâmico é necessário tomar em consideração alturas adicionais para fazer face a alterações de nível do líquido.

Os muros em estudo servem de barreira à entrada da água da Ria de Aveiro nas marinhas de sal. Como o comportamento da Ria é dinâmico, a cota de coroamento dos muros das marinhas tem de ser suficiente para sustentar o efeito da maré e da ondulação.

Assim, são consideradas três parcelas que somadas representam o valor a utilizar para o nível do coroamento do muro,  $Z$ , em relação ao zero hidrográfico, ZH. Estas são expressas na Equação 2.33 e correspondem à cota da preia-mar de águas vivas, PM, ao espraio da ondulação,  $R_{u2\%}$ , e a uma folga,  $\Delta H$  para fazer face a marés meteorológicas relacionadas com situações de baixa pressão atmosférica e ventos persistentes (Pereira, 2007). Na Figura 2.13 são ilustradas as parcelas referidas.

$$Z = PM + R_{u2\%} + \Delta H \quad (2.33)$$

O espraio  $R_{u2\%}$  pode ser calculado através da Equação 2.34, proposta por Holman (1986) em que  $\beta$  é o ângulo do talude com a horizontal,  $H_0$  a altura da onda tipo, e  $L_0$  o comprimento da onda tipo.

$$R_{u2\%} = 0,27(\operatorname{tg}\beta H_0 L_0)^{\frac{1}{2}} \quad (2.34)$$

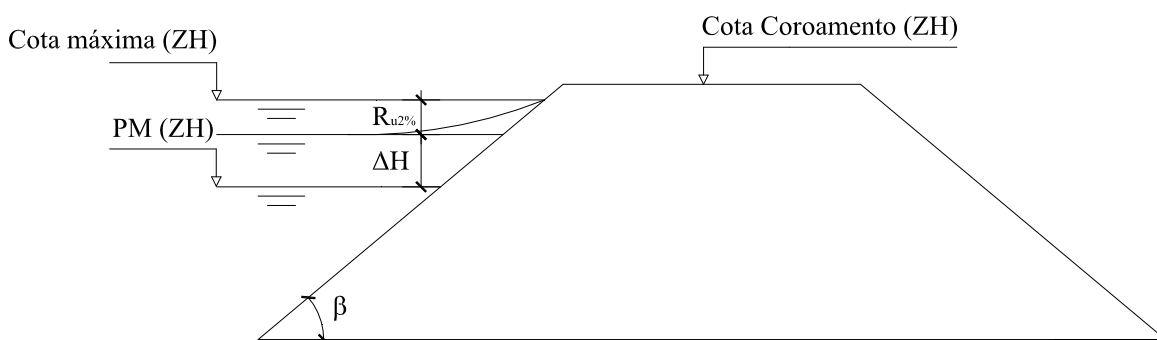


Figura 2.13. Ilustração das grandezas necessárias para obtenção da cota de coroamento

## **Capítulo 3: Casos de estudo**

### **3.1. Preâmbulo**

No âmbito deste trabalho realizam-se dois casos de estudo. O primeiro, denominado por Caso A, consiste no estudo de soluções de reforço utilizando geossintéticos para um perfil de muro genérico com características que podem ser aplicadas a qualquer local da Ria de Aveiro. Neste são utilizados dados obtidos através de bibliografia para a definição do perfil e dos materiais constituintes. O Caso A engloba dois sub-casos: Caso A1 para o muro constituído por solos granulares e o Caso A2 para o mesmo muro, mas constituído por solos finos. Em cada sub-caso é ainda realizado o estudo para duas combinações de características do solo fino.

O segundo estudo é o chamado Caso B e neste realiza-se uma análise do muro da marinha da Santiago da Fonte, propriedade da Universidade de Aveiro. O Caso B é dividido em dois sub-casos, B1 e B2. No Caso B1 realiza-se a verificação da segurança do muro existente da referida marinha e no Caso B2 é proposta uma nova solução para colmatar as deficiências apresentadas pelo muro estudado. O estudo em causa consiste na caracterização do estado de conservação do muro de protecção da marinha; levantamento topográfico e fotográfico de secções representativas de várias técnicas utilizadas no seu reforço ao longo dos anos; aquisição de amostras do solo constituinte e estudo através de ensaios laboratoriais; verificação do coroamento do muro; proposta de novo perfil para colmatação das deficiências do muro existente; e dimensionamento de reforços em geossintéticos.

### **3.2. Considerações gerais sobre o dimensionamento**

Como referido no capítulo 2 a EN 1997-1: 2004 E prevê que para uma obra geotécnica sejam verificados vários tipos de estados limites últimos. Os muros de terra estudados neste trabalho não são excepção. Assim em cada caso de estudo foram considerados os seguintes estados limite para o dimensionamento: STR para o dimensionamento interno e GEO, STR e de EQU para a verificação da estabilidade externa. Também já foi referida a importância da verificação de outros estados limites últimos e ainda dos estados limites de utilização. Neste trabalho, dadas as limitações existentes, nomeadamente de tempo, estes últimos não foram verificados. Após a realização desta nota introdutória passa-se então à realização de

considerações gerais sobre o processo de dimensionamento interno e a verificação da estabilidade externa dos muros.

O dimensionamento interno dos muros em estudo é realizado recorrendo a três métodos de dimensionamento consoante o tipo de solo e o tipo de verificação a realizar.

O método de Jewell e o método do Nordic Handbook são utilizados para o dimensionamento dos geossintéticos no que diz respeito às suas funções de reforço. Os dois métodos são utilizados para o dimensionamento do espaçamento e do comprimento dos reforços a utilizar em solos granulares.

No que se refere ao dimensionamento para solos finos foi necessário assegurar, para além das funções de reforço, que o geossintético tenha funções drenantes. Neste caso, foi utilizado o método descrito anteriormente para solos finos (Naughton *et al.*, 2001). Os autores referem que o comprimento dos reforços deve ser obtido através das Equações 3.1 e 3.2 em que  $L_R$  é o comprimento do reforço e  $H$  a altura do muro. Posteriormente, os autores realizam a verificação da solução adoptada através do Software de cálculo Oasys Slope e confirmam se a transmissividade do reforço é suficiente para garantir a extracção da água do interior do muro, diminuindo as tensões intersticiais (Naughton, 2009). No entanto, este procedimento implica que os utilizadores já disponham de alguma sensibilidade e experiência na sua utilização para que a obtenção do reforço ideal não seja muito morosa.

$$L_R = 0,7H, \text{ para } \phi' = 30^\circ \quad (3.1)$$

$$L_R = 1,1H, \text{ para } \phi' = 22^\circ \quad (3.2)$$

Pelo contrário, neste estudo, dada a inexperiência na utilização deste método e para ganhar a sensibilidade referida, optou-se por utilizar o método de Jewell para a realização de uma primeira selecção das características e dimensões dos reforços. Após esta selecção compararam-se os valores obtidos pelo método de Jewell e pelo procedimento expedito de Naughton (2009). Por fim, procedeu-se às verificações já referidas para a aferição da segurança dos muros constituídos por solos finos.

Resta apenas referir que o valor usado no método de Jewell para  $r_u$ , no caso dos solos finos, é 0,25. Por não se conhecer com pormenor o nível de água e o seu regime de percolação no interior do muro optou-se por este valor intermédio e para o qual são disponibilizados os ábacos necessários para a obtenção dos parâmetros necessários para o método de Jewell. Note-se que, para uma abordagem seguinte, seria necessário estudar o regime de percolação no interior do muro constituído pelos solos finos e utilizar as pressões intersticiais daí resultantes no dimensionamento do muro.

No que concerne à verificação da estabilidade externa dos perfis em estudo, esta é realizada para os mecanismos de rotura referidos na secção 2.6. Dado que, qualquer que seja a solução estudada, está-se em presença de pelo menos um solo fino (o da fundação do muro), é necessário fazer dois tipos de análise de estabilidade externa. Assim, esse estudo foi realizado considerando condições não drenadas e drenadas para os solos que constituem o perfil, ou seja, considerando as condições imediatamente após a construção do muro (análise em tensões totais) e as condições a longo prazo (análise em tensões efectivas), respectivamente.

É importante referir ainda que, para o perfil constituído por solos granulares, foi considerado que este terá de ser impermeabilizado. Tal deve-se a, por um lado, tentar garantir a integridade do muro durante o serviço, de forma que as partículas de solo granular não sejam transportadas durante os ciclos de maré. Por outro lado, só assim é possível impedir a entrada e saída de água da marinha, garantindo-se a sua função de protecção das marinhas.

No caso dos muros constituídos por solos finos, são estes que asseguram que a água não entra nas marinhas. De facto, dada a baixa permeabilidade destes solos e a sua utilização tradicional na execução de muros nas marinhas, esta hipótese parece razoável.

Quanto à verificação dos vários mecanismos de rotura, no que diz respeito à verificação da estabilidade ao derrubamento, foi utilizada a abordagem de cálculo sugerida pela EN 1997-1: 2004 E para o estado limite do tipo EQU e as Equações 2.24, 2.25 e 2.26.

Para os mecanismos de rotura devidos ao escorregamento pela base e à falta de capacidade de carga são seguidas as abordagens de cálculo presentes na norma EN 1997-1: 2004 E para os estados limites de equilíbrio do tipo GEO e STR. As equações utilizadas para as verificações são, respectivamente, as Equações 2.21, 2.22 e 2.23 e as Equações 2.27 e 2.28.

Dado o volume de trabalho associado à verificação ao escorregamento global dos 4 casos de estudo, associados a dois conjuntos de valores para os parâmetros resistentes do solo fino e à realização de análises em tensões totais e efectivas, optou-se por seleccionar apenas alguns casos de estudo. Assim, os perfis mais condicionantes a verificar foram escolhidos por serem aqueles em que o espaçamento vertical entre reforços é maior e a resistência dos geossintéticos é menor; sendo também realizadas as verificações para condições drenadas e não drenadas e utilizando as duas combinações de parâmetros do solo fino. Estas verificações foram realizadas através do software de cálculo Slope/W.

É importante referir que para este mecanismo foram assumidas algumas simplificações de cálculo que caso não fossem realizadas tornariam o estudo extremamente complicado e moroso. Estas prendem-se com o comprimento dos reforços a considerar no Slope/W. Assim,

os comprimentos dos reforços utilizados na verificação da estabilidade global não são os obtidos no processo de dimensionamento. De facto, como será detalhado mais adiante, foram feitas algumas simplificações, garantindo, no entanto, a estabilidade interna do muro,

Nas secções seguintes apresentam-se as condições referentes aos diferentes casos de estudo referidos.

### **3.3. Caso A – Estudo de um perfil de muro genérico para toda a Ria**

Este caso de estudo pretende representar e estudar um perfil de muro que seja funcional e estável seja qual for o local da Ria em que este seja implantado. Para tal, neste estudo são identificadas as propriedades dos materiais necessários para a realização de um muro de solo reforçado com geossintéticos.

Assim, foram procuradas as características que representam melhor os solos da zona em estudo através de bibliografia especializada. Quanto aos geossintéticos todas as propriedades foram obtidas através dos catálogos dos fabricantes ou de documentos em que algum deles seja estudado com detalhe (caso das Geogrelhas GGunx 1 e 2). Esses documentos são identificados em cada caso.

Procedeu-se também à definição das dimensões do perfil a estudar (altura, ângulos dos taludes e largura do coroamento), à verificação do galgamento da estrutura, ao dimensionamento interno (dimensionamento dos reforços) e à verificação da estabilidade externa do muro em estudo.

#### **3.3.1. Caracterização dos materiais a utilizar para a construção do muro**

Nesta secção é efectuada a apresentação dos parâmetros dos solos escolhidos para a realização da verificação da estabilidade externa dos perfis escolhidos no Caso A e as propriedades dos geossintéticos utilizadas para a realização do dimensionamento dos reforços. Neste caso de estudo os parâmetros utilizados foram obtidos através da bibliografia referida ao longo da exposição sendo essa escolha orientada pelo tipo de parâmetros necessários para o dimensionamento.

##### **3.3.1.1. Características dos solos**

A área da Ria de Aveiro foi alvo de um estudo geotécnico aprofundado no início da década de 90 do século passado. Este é documentado em Gomes (1992) onde é feito um

zonamento geotécnico da área urbana e suburbana de Aveiro, classificando-se e referindo algumas propriedades dos solos presentes nesta área. A consulta das cartas de zonamento disponibilizadas neste estudo, permitem associar as características dos solos das áreas das marinhas de sal da Ria de Aveiro à zona referida neste estudo como Complexo Aluvionar Lodoso (CAL). Assim, neste ponto são referidas algumas características dos solos descritas nesse estudo, servindo de suporte, para a obtenção de parte dos parâmetros do solo necessários para o dimensionamento da solução em estudo.

Alguns dos valores apresentados por Gomes (1992) para as propriedades mecânicas dos solos estudados foram determinados através de ensaios de corte directo para os dois tipos de estados de tensão, totais e efectivas. Esta metodologia não parece ser a mais adequada para a obtenção destes parâmetros. Assim, recorreu-se a um trabalho mais recente em que estas propriedades de solos na mesma zona são determinadas através de ensaios triaxiais e de ensaios de campo (Bonito, 2008).

Então, referem-se características de identificação, físicas e de compressibilidade dos solos retiradas de Gomes (1992) e mencionam-se algumas características de resistência e compressibilidade sugeridas por Bonito (2008).

#### **3.3.1.1.1. Características de identificação (Gomes, 1992)**

Gomes (1992) menciona que os solos lodosos que compõem esta zona podem ser agrupados em três tipos: lodos “sensu strictu” (lodos s.s.), lodos com areia (lodos c.a.) e lodos arenosos (lodos a.), de acordo com as percentagens de partículas retidas no peneiro com aberturas de 0,075 mm referidas na Tabela 3.1. Este autor refere ainda a existência de areias, por vezes lodosas, e cascalhos. As respectivas características de identificação encontram-se igualmente expostas na Tabela 3.1.

Da realização de ensaios de granulometria foi possível dizer que, os lodos são em grande parte constituídos por partículas silto-argilosas ricas em matéria orgânica e por areia quartzo-feldspáticas, palhetas de mica e restos de conchas, principalmente nas fracções dos peneiros maiores. As areias e os cascalhos apresentam partículas muito angulosas e são muito ricas em matéria orgânica (Gomes, 1992).

Quanto à plasticidade e liquidez dos solos, Gomes (1992) refere que estas são elevadas já que o índice de plasticidade,  $I_p$ , varia entre 0 e 21 % e o limite de liquidez,  $w_L$ , pode atingir valores de 65 %. A expansibilidade (Exp) e o peso específico das partículas ( $\gamma_g$ ) variam entre os valores referidos na Tabela 3.1.

A classificação geotécnica dos solos foi realizada para as classificações Unificada e AASHTO [1]. Na Classificação Unificada nota-se que os lodos são principalmente classificados como OL – Argila Orgânica, OH – Argila Orgânica e algumas Pt – Turfas; as areias são SP – Areia mal graduada, SP-SM – Areia mal graduada com Silte e SM – Areia Siltosa; e os cascalhos GP – Cascalho mal graduado e GM – Cascalho Siltoso. Já para a classificação AASHTO [1] os lodos são A-4, A-5, A-6, A-7-5 e A-7-6, as areias A-1-b, A-3 e A-2-4 e os cascalhos A-1-a e A-1-b.

Tabela 3.1. Parâmetros de identificação dos solos da unidade geotécnica “CAL” (Gomes, 1992)

| Parâmetros                          | Lodos s.s.  | Lodos c.a. | Lodos a.    | Areias  |
|-------------------------------------|-------------|------------|-------------|---------|
| % > 0,075mm                         | ≤ 14        | 15 a 29    | 30 a 50     | > 50    |
| w <sub>L</sub> (%)                  | 38 a 65     | 33 a 49    | 18 a 42     | 17 a 25 |
| I <sub>p</sub> (%)                  | 0 a 21      | 0 a 13     | 0 a 9       | 0 a 6   |
| Exp (%)                             | 7 a 22      | 7 a 20     | 6 a 14      | 2 a 13  |
| γ <sub>g</sub> (kN/m <sup>3</sup> ) | 23,4 a 26,6 | 24 a 26,8  | 24,6 a 26,8 | 25 a 27 |

### 3.3.1.1.2. Características físicas (Gomes, 1992)

Os valores dos parâmetros físicos obtidos “in situ” são apresentados na Tabela 3.2, sendo w o teor em água natural, γ o peso volúmico do solo, γ<sub>d</sub> o peso volúmico do solo seco e e o índice de vazios.

Tabela 3.2. Parâmetros físicos dos solos da unidade geotécnica “CAL” (Gomes, 1992)

| Parâmetros                          | Lodos s.s.  | Lodos c.a.  | Lodos a.    | Areias      |
|-------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| w (%)                               | 44 a 90     | 30 a 59     | 24 a 41     | 15 a 40     |
| γ (kN/m <sup>3</sup> )              | 12,0 a 17,3 | 15,8 a 18,5 | 17,5 a 20,3 | 16,5 a 20,5 |
| γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> ) | 6,3 a 11,6  | 10,0 a 14,2 | 12,4 a 15,9 | 12,8 a 17,2 |
| e                                   | 1,03 a 2,18 | 0,91 a 1,88 | 0,65 a 1,78 | 0,45 a 0,80 |

### 3.3.1.1.3. Características de compressibilidade (Gomes, 1992)

As características de compressibilidade foram obtidas através de ensaios edométricos e são citadas na Tabela 3.3. Os parâmetros referidos são: C<sub>c</sub> índice de compressão, a<sub>v</sub>



coeficiente de compressibilidade,  $m_v$  coeficiente de compressibilidade volumétrica e  $c_v$  coeficiente de consolidação vertical.

Tabela 3.3. Parâmetros de compressibilidade dos solos lodosos da unidade geotécnica “CAL” (Gomes, 1992)

| Parâmetros                                     | Lodos s.s.  | Lodos c.a.  | Lodos a.    | Areias      |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_c$  | 0,30 a 0,85 | 0,15 a 0,45 | 0,10 a 0,40 | 0,06 a 0,25 |
| $a_v \times 10^{-4} \text{ (kPa}^{-1}\text{)}$ | 3 a 112     | 1 a 85      | 0,5 a 74    | 0,1 a 30    |
| $m_v \times 10^{-4} \text{ (kPa}^{-1}\text{)}$ | 1 a 50      | 0,8 a 40    | 0,1 a 35    | 0,1 a 20    |
| $c_v \times 10^{-8} \text{ (m}^2\text{/s)}$    | 0,5 a 40    | 8 a 67      | 8 a 175     | 20 a 870    |

#### 3.3.1.1.4. Características dos solos obtidas em Bonito (2008)

As características dos solos retiradas deste documento referem-se a amostras retiradas no “Esteiro de São Pedro”. Este autor realizou ensaios de campo e ensaios laboratoriais. Alguns dos parâmetros propostos por este autor são:  $\gamma$  de 15,7 a 17,1 kN/m<sup>3</sup>;  $m_v=4,13 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ ,  $c_v$  de 5,2 a 8,6 m<sup>2</sup>/ano (ensaio edométrico);  $c_u$  de 15 a 25 kPa (obtidos em ensaios de molinete); e um intervalo para o valor do ângulo de atrito drenado e para a coesão drenada que varia entre  $\phi'=20^\circ$ ,  $c'=27 \text{ kPa}$  e  $\phi'=34^\circ$ ,  $c'=7 \text{ kPa}$ , sendo estes parâmetros obtidos através de ensaios triaxiais realizados em condições drenadas.

Note-se que Bonito (2008) realizou um estudo bastante abrangente, tendo apenas sido retiradas algumas informações consideradas suficientes para este trabalho, quer devido à proximidade da zona em estudo, quer pela metodologia utilizada por aquele autor.

#### 3.3.1.1.5. Características dos solos escolhidas para o dimensionamento

Como se repara, as características obtidas pelos dois estudos são semelhantes na maioria das vezes. Apenas no que se refere aos parâmetros resistentes, os valores são consideravelmente diferentes. Esta divergência de valores pode ser associada ao facto dos meios de ensaios e tratamento de dados serem diferentes, ensaios de corte directo e correlações entre tensões totais e efectivas para a obtenção dos parâmetros no caso de Gomes (1992) e ensaios triaxiais com obtenção directa dos parâmetros e ensaios de campo em Bonito (2008). Assim, os parâmetros escolhidos para a realização dos estudos relativos ao Caso A correspondem a uma compilação das características descritas anteriormente.

É de salientar que, no caso dos solos finos (existentes na zona em estudo) os valores seleccionados para os parâmetros de resistência foram obtidos por Bonito (2008), dada a maior adequabilidade das metodologias utilizadas por este autor.

Para o Caso A1 recorre-se à utilização de solos granulares para a construção do muro. Assim, de entre as propriedades referidas pela bibliografia e detalhadas nos pontos anteriores, as escolhidas para este caso de estudo são:

- Solo granular:  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 33^\circ$  e  $c' = 0 \text{ kPa}$  para o solo que compõe a estrutura de muro;
- Solo fino – combinação 1:  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 34^\circ$  e  $c' = 7 \text{ kPa}$   $c_u = 25 \text{ kPa}$  para a fundação do muro.
- Solo fino – combinação 2:  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 20^\circ$  e  $c' = 27 \text{ kPa}$   $c_u = 15 \text{ kPa}$  para a fundação do muro.

Do Caso A1 resultam dois sub-casos, A1<sub>C1</sub> e A1<sub>C2</sub>, consoante foi utilizada a combinação 1 ou 2, respectivamente, para as características do solo de fundação.

No Caso A2 o perfil em estudo é o mesmo que no Caso A1, mas as características do solo correspondem à utilização de um solo fino para a construção do muro. As características dos solos escolhidas são:

- Combinação 1:  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 34^\circ$ ,  $c' = 7 \text{ kPa}$ ,  $c_u = 25 \text{ kPa}$ ,  $m_v = 4,13 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  e  $c_v = 5,2 \text{ m}^2/\text{ano}$  para o solo que compõe o muro e a fundação.
- Combinação 2:  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi' = 20^\circ$ ,  $c' = 27 \text{ kPa}$ ,  $c_u = 15 \text{ kPa}$ ,  $m_v = 4,13 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  e  $c_v = 5,2 \text{ m}^2/\text{ano}$  para o solo que compõe o muro e a sua fundação.

Também este estudo foi dividido em dois sub-casos em que A2<sub>C1</sub> e A2<sub>C2</sub> têm o mesmo significado dos dois sub-casos referidos para o Caso A1.

Há que referir que as combinações 1 e 2 consideradas correspondem a dois conjuntos de valores para o mesmo solo que, respectivamente, pretendem simular as piores e as melhores características dos solos que se podem obter na zona em estudo. Quanto ao valor adoptado para  $c_v$  foi o menor pois, assim é garantido que se realiza um dimensionamento pelo lado da segurança já que se considera que os solos a utilizar são os mais compressíveis.

### 3.3.1.2. Propriedades dos geossintéticos de reforço

No Caso A são utilizados dois tipos de geossintéticos diferentes. Para o Caso A1 em que o muro é constituído por solos granulares foi realizado o dimensionamento de reforços recorrendo a duas soluções diferentes. A primeira solução é composta por uma geogrelha e a segunda solução por um geocompósito de reforço. No Caso A2, por se tratar de um muro constituído por solos finos em que é necessário que o reforço também tenha a função de dreno, realizou-se apenas o estudo da utilização de um geocompósito de reforço que incorpora um elemento de drenagem. Este último geossintético foi desenvolvido para aplicações semelhantes à referida neste trabalho Naughton *et al.* (2001).

Neste ponto referem-se as propriedades e os factores de segurança utilizados para a minoração da capacidade resistente dos materiais escolhidos. Estes valores podem ser consultados nas Tabelas 3.4 e 3.5 consoante o método em que são empregues.

Tabela 3.4. Parâmetros dos geossintéticos utilizados para os métodos de dimensionamento interno

| Propriedade               | Geossintético  |                |                                  |  |
|---------------------------|----------------|----------------|----------------------------------|--|
|                           | Geogrelha GGR1 | Geogrelha GGR2 | Geocompósito Rock PEC 75/75 GCR1 | Geocompósito ParaDrain 50/15 GCR2      |
| Tipo de polímero          | Polietileno    | Polietileno    | Poliéster e Polipropileno        | Poliéster, Polietileno e Polipropileno |
| Funções                   | Reforço        | Reforço        | Reforço                          | Reforço e drenagem                     |
| $F_{ult}$ (kN/m)          | 55             | 80             | 75                               | -                                      |
| $F_e$ (kN/m)              | 33             | 48             | 37                               | 57                                     |
| $\varepsilon$ (%)         | 4              | 4              | 5                                | 12                                     |
| $a_s$                     | 0,07           | 0,09           | -                                | 0,39                                   |
| $S/(a_b.B)$               | 43,9           | 61,9           | -                                | 100                                    |
| $\sigma'_b/\sigma'_n$     | 6,1            | 6,1            | -                                | 6,63                                   |
| $F_{cJ}$ (kN/m)           | 11,5           | 16,7           | 8,1                              | 49,2                                   |
| $F_{cNH}$ (kN/m)          | -              | 12,1           | 11,3                             | -                                      |
| Transmissividade (l/m.hr) | -              | -              | -                                | 1,9                                    |

Os parâmetros referidos na Tabela 3.4 são:  $F_{ult}$ , a força de cedência do material;  $F_e$ , a força para determinada extensão,  $\varepsilon$ ;  $a_s$ , a área sólida da superfície lateral das geogrelhas;  $S$ , o

espaçamento entre barras transversais;  $a_b$ , a área da geogrelha disponível para mobilizar a resistência passiva;  $B$ , a espessura das barras da geogrelha;  $\sigma'_b/\sigma'_n$ , a resistência passiva das barras transversais das geogrelhas;  $F_{cJ}$ , valor de cálculo da força resistente obtida através do método de Jewell;  $F_{cNH}$ , valor de cálculo da força resistente obtida através do método do Nordic Handbook.

Os parâmetros incluídos na Tabela 3.5 são:  $C_{DDI}$ , factor de segurança parcial para o efeito da danificação durante a instalação;  $C_{ATM}$ , factor de segurança parcial para efeitos atmosféricos;  $C_{FLU}$ , factor de segurança parcial para efeitos da fluência do material;  $\eta_1$ , factor de conversão para os efeitos da fluência;  $\eta_2$ , factor de conversão para os efeitos provocados pela instalação em obra; e  $\eta_3$ , factor de conversão para efeitos atmosféricos. No método utilizado para solos finos a única característica do geossintético que foi necessária foi a transmissividade. Dado que esta propriedade apenas foi necessária para o GCR2, só é indicado o valor correspondente para esse geossintético.

Tabela 3.5. Coeficientes de minoração das propriedades dos geossintéticos utilizados

| Coeficientes utilizados                           | Geossintético  |                |                                  |                                   |
|---|----------------|----------------|----------------------------------|-----------------------------------|
|   | Geogrelha GGR1 | Geogrelha GGR2 | Geocompósito Rock PEC 75/75 GCR1 | Geocompósito ParaDrain 50/15 GCR2 |
| Coeficiente de segurança parcial Método de Jewell |                |                |                                  |                                   |
| $C_{DDI}$   | 1,05           | 1,05           | 1,05                             | 1,05                              |
| $C_{ATM}$   | 1,05           | 1,05           | 1,67                             | 1,05                              |
| $C_{FLU}$   | 2,6            | 2,6            | 2,6                              | 1,05                              |
| Factores de conversão para o Método do NH         |                |                |                                  |                                   |
| $\eta_1$  | -              | 0,2            | 0,2                              | -                                 |
| $\eta_2$  | -              | 0,83           | 0,83                             | -                                 |
| $\eta_3$  | -              | 0,91           | 0,91                             | -                                 |

Por fim, resta apenas referir que estas características foram recolhidas, para as geogrelhas uniaxiais, designadas por GGR1 e GGR2, em Pinho-Lopes e Lopes, (1999), para o geocompósito ROCK PEC 75/75, aqui designado por GCR1, no catálogo do fabricante TenCate Polyfelt [2] e para o geocompósito ParaDrain 50/15, designado por GCR2, nos catálogos da TERRAM Geosynthetics [3]. Estes geossintéticos são ilustrados na Figura 3.1.

Quanto aos factores de segurança parciais (ou coeficientes de redução) utilizados no cálculo do parâmetro resistente dos geossintéticos, no caso do método de Jewell utilizaram-se

valores dos fabricantes e no Método do Nordic Handbook os que são referidos no próprio método (secção 2.5.2.2).

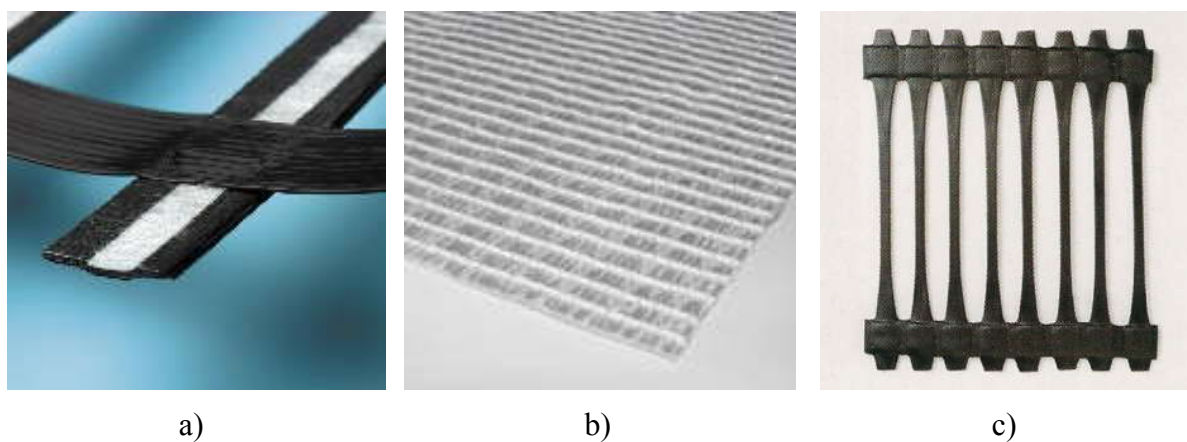


Figura 3.1. Tipos de geossintéticos utilizados no dimensionamento: a) Geocompósito GCR2; b) Geocompósito GCR1; c) Geogrelhas uniaxiais GGR1 e GGR2

### 3.3.2. Definição das acções de dimensionamento

#### 3.3.2.1. Acções provocadas pela água

A presença de água nos canais adjacentes ao muro a dimensionar influencia a sua estabilidade estrutural e funcional das seguintes formas:

- provocando um impulso no talude exposto do muro;
- modificando o nível de saturação do solo que compõe o muro;
- provocando erosão externa na superfície do talude exposto do muro;
- provocando erosão por arrastamento de partículas através da percolação da água no interior do muro.

Para tomar em consideração estes factores, o dimensionamento do muro foi realizado para as situações em que o nível da água é extremo coincidindo com o topo do muro. Este corresponde ao valor da Equação 2.33. Assim, embora neste trabalho não seja estudado o acréscimo do impulso devido ao efeito dinâmico da água, considera-se o nível da água com o espraimento para o cálculo do impulso no muro. Desta forma, a altura de água é superior, logo mais condicionante no comportamento do muro. O cálculo do impulso foi realizado para uma altura de água igual a  $Z$ , calculada da maneira definida na secção 2.7 admitindo um comportamento hidrostático. Nas verificações de estabilidade os impulsos da água são considerados como acções variáveis já que o nível de água oscila durante o dia.

No que diz respeito ao nível de saturação do solo, este foi difícil de obter. A oscilação da maré conjugada com o carácter mais ou menos impermeável dos solos levaria a pensar que a saturação não seria muito elevada e não englobaria toda a sua secção. No entanto, por não se conhecer este comportamento para o estudo da estabilidade global, opta-se por considerar que o muro está completamente saturado. Tal como se referiu anteriormente, seria necessário estudar a evolução da percolação no interior do muro, sempre que esta fosse relevante.

Para as outras verificações de estabilidade são utilizados os parâmetros do solo obtidos na bibliografia.

### **3.3.2.2. Sobrecargas**

As sobrecargas consideradas para o processo de dimensionamento do muro pretendem ser representativas das acções provocadas pelos equipamentos de construção, durante o mesmo processo e das acções provocadas por veículos que possam ser utilizados no decurso da actividade laboral na marinha em causa.

Nos dois casos referidos os veículos com carga mais condicionante para a estabilidade do muro são veículos pesados de transporte de mercadorias. Estes veículos transferem o seu peso através dos seus pneus. Para a quantificação da sobrecarga a utilizar recorreu-se ao Artigo 41.3 do RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes que refere que deve ser utilizada uma sobrecarga uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$  (RSA, 1983)

### **3.3.2.3. Definição do perfil a estudar**

O perfil do muro a dimensionar no Caso A foi o representado na Figura 3.2. Este foi escolhido por se tratar de um perfil já estudado anteriormente e documentado por Pereira (2007).

Importa apenas referir que a cota de coroamento obtida por Pereira (2007) corresponde a uma cota máxima da água em preia-mar de águas vivas PM relativamente ao zero hidrográfico de 3,60 metros e um valor de espraçamento da ondulação igual a 1,73 m. A onda tipo considerada para o cálculo do espraçamento tem um comprimento de 50 m e uma altura de 0,3 m. Para evitar galgamentos e para fazer face a marés meteorológicas relacionadas com situações de baixa pressão atmosférica e ventos persistentes, Pereira (2007) considerou ainda uma folga  $\Delta H$ , que, para zonas mais expostas, foi de 0,5 m. Com estes valores a autora obteve

uma cota máxima do nível da água de 5,83 m, tendo sido adoptada a cota de 6 m para o coroamento do muro.

No entanto, verificou-se que a cota PM utilizada não foi a mais condicionante. Através da consulta das previsões das marés do Instituto Hidrográfico para o período de tempo entre 2000 e 2008 verificou-se que a cota a utilizar seria 3,70 m. De qualquer forma, o perfil escolhido tem uma margem que permite absorver a diferença observada. A única alteração a realizar está na altura da água utilizada para o cálculo do impulso que passa a ser igual a 5,93 m.

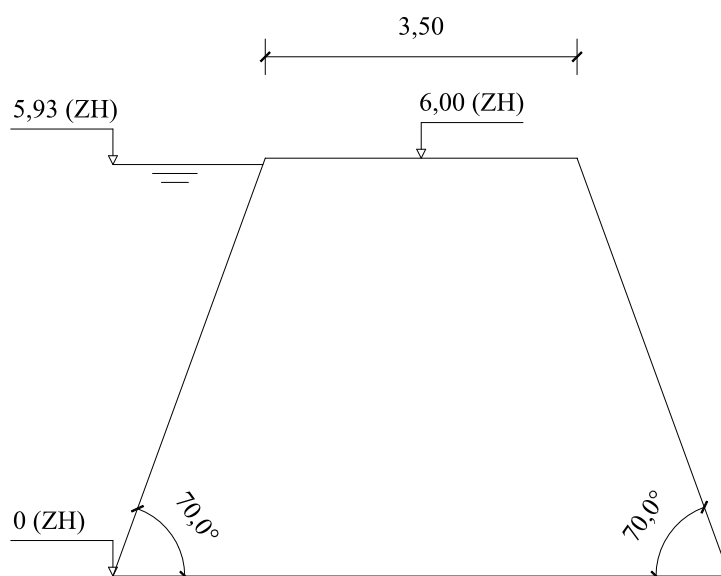


Figura 3.2. Perfil de dimensionamento do muro genérico para a Ria de Aveiro

### 3.3.3. Dimensionamento do muro Caso A1

#### 3.3.3.1. Dimensionamento interno

No dimensionamento interno do muro de suporte são dimensionados os reforços constituídos por geossintéticos. São escolhidos os geossintéticos a utilizar para o reforço e através dos métodos de dimensionamento de Jewell e do Nordic Handbook são calculados os comprimentos dos reforços e o espaçamento entre as várias camadas. Note-se que os métodos utilizados reflectem o facto de neste caso de estudo, A1, serem utilizados solos granulares.

Há que referir que no reforço de um muro podem ser utilizados vários geossintéticos com diferentes características mecânicas e/ou ainda vários espaçamentos entre camadas. Neste estudo foram feitos dimensionamentos recorrendo a geogrelhas e a geocompósitos de reforço já descritos anteriormente.

Passando ao dimensionamento efectuado, os passos realizados para o Método de Jewell foram os seguintes:

1. Definição das propriedades dos materiais (foram utilizadas as propriedades já referidas na secção 3.3.1);
2. Definição da sobrecarga de utilização,  $q_0$  (valor definido na secção 3.3.2.2). O efeito da sobrecarga faz-se sentir no dimensionamento através do aumento da altura do muro para o cálculo das tensões nos reforços e no solo. Esta relação pode ser consultada na Equação 3.3;
3. Verificação do pressuposto  $f_{cd} > 0,8$  através da Equação 3.4 para geogrelhas e da Equação 3.6 para o geocompósito GCR1.

A definição do ângulo de atrito entre o solo e o reforço é feita de forma distinta consoante se trata de uma geogrelha ou de um geotêxtil. Assim, para as geogrelhas esse valor foi obtido através da Equação 3.5, sugerida por Jewell (1996). Para o geocompósito GCR1, com configuração de geotêxtil (ver Figura 3.1) foi utilizado o parâmetro  $f_{cd} = 0,85$  por se encontrar dentro do intervalo sugerido pelo mesmo autor para este tipo de geossintético. Na realidade verificou-se que a variação deste valor não altera o comprimento do reforço a utilizar na base, de forma significativa, sendo sempre utilizado o valor  $L_R$  para toda a altura do muro. Sempre que a relação  $f_{cd} > 0,8$  não seja verificada  $(L_R/H)_{c,d}$  deve ser aumentado através do coeficiente  $0,8/f_{cd}$ ;

4. Calcular  $r_u$ , através da Equação 2.1, para a escolha dos ábacos a utilizar para a obtenção do comprimento dos reforços  $L_{Rc,d}$  e  $L_{Rglobal}$ . Como foi referido anteriormente, admite-se que o muro constituído por solo granular reforçado tem de ser impermeável, pelo que, nesse caso, o coeficiente  $r_u$  é nulo;
5. Cálculo do comprimento de arranque na base do muro  $(L_a/H)^{base}$  através da Equação 2.8. Para tal foi necessário o cálculo do factor  $f_a$  através da Equação 2.6 para geogrelhas e da Equação 2.5 para geotêxteis;
6. Cálculo do valor da tensão máxima requerida  $\sigma_{Req}$ , da tensão mínima no topo do muro  $\sigma_{min}$ , e da tensão disponível no reforço  $\sigma_{Disp}$  em toda a altura do muro através das Equações 2.2, 2.3 e 2.10. Para o cálculo da tensão disponível foi necessário admitir um espaçamento vertical entre reforços;
7. Verificação do espaçamento vertical máximo  $e_{vmáx}$  entre reforços a utilizar através da Equação 3.8.



Algumas das equações utilizadas e os resultados obtidos através dos cálculos para o método de Jewell são apresentados nas Tabelas 3.6 e 3.7, respectivamente. Foram estudadas duas soluções: uma recorrendo a geogrelhas (GGR1 e GGR2) e outra recorrendo ao geocompósito de reforço GCR1. A primeira solução inclui a utilização das duas geogrelhas referidas em diferentes zonas, em altura, do muro estudado. Na segunda solução recorre-se apenas ao GCR1 mas com dois espaçamentos verticais distintos.

Tabela 3.6. Algumas equações utilizadas no método de Jewell

| Equação   | Número | Equação  | Número |
|---|--------|--|--------|
| $H' = H + \frac{q_0}{\gamma_c}$   | (3.3)  | $f_{cd} = a_s \times \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'} + (1 - a_s)$     | (3.4)  |
| $\text{tg}\delta = 0,6 \cdot \text{tg}\phi'$  | (3.5)  | $f_{cd} = f_a = \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'}$                      | (3.6)  |
| $f_a = a_s \times \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'} + \left( \frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \times \left( \frac{a_b \times B}{S} \right) \times \left( \frac{1}{2 \times \text{tg}\phi'} \right)$ | (3.7)  | $e_{v\text{máx}} < \text{mínimo de} \left( \frac{H}{5}; 1 \text{ m} \right)$ | (3.8)  |

Tabela 3.7. Resultados para duas soluções propostas através do Método de Jewell

| Solução 1                          |                                    | Solução 2                          |                                    |
|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| GGR2                               | GGR1                               | GCR1                               |                                    |
| $H' = 6,56 \text{ m}$              | $H' = 6,56 \text{ m}$              | $H' = 6,56 \text{ m}$              |                                    |
| $f_{cd} = 0,96 > 0,8$              | $f_{cd} = 0,97 > 0,8$              | $f_{cd} = 0,85 > 0,8$              |                                    |
| $L_{Rc,d} = 1,80 \text{ m}$        | $L_{Rc,d} = 1,80 \text{ m}$        | $L_{Rc,d} = 1,80 \text{ m}$        |                                    |
| $L_{Rglobal} = 2,95 \text{ m}$     | $L_{Rglobal} = 2,95 \text{ m}$     | $L_{Rglobal} = 2,95 \text{ m}$     |                                    |
| $L_R = 2,95 \text{ m}$             | $L_R = 2,95 \text{ m}$             | $L_R = 2,95 \text{ m}$             |                                    |
| $f_a = 0,12$                       | $f_a = 0,14$                       | $f_a = 0,85$                       |                                    |
| $(L_a/H)^{base} = 0,14 \text{ m}$  | $(L_a/H)^{base} = 0,08 \text{ m}$  | $(L_a/H)^{base} = 0,01 \text{ m}$  |                                    |
| $L_a^{base} = 0,89 \text{ m}$      | $L_a^{base} = 0,52 \text{ m}$      | $L_a^{base} = 0,06 \text{ m}$      |                                    |
| $3 \text{ m} < z < 6 \text{ m}$    | $0 \text{ m} < z < 3 \text{ m}$    | $3 \text{ m} < z < 6 \text{ m}$    | $0 \text{ m} < z < 3 \text{ m}$    |
| $e_v = 0,5 \text{ m}$              | $e_v = 0,6 \text{ m}$              | $e_v = 0,3 \text{ m}$              | $e_v = 0,5 \text{ m}$              |
| $\sigma_{Req} = 28,7 \text{ kPa}$  | $\sigma_{Req} = 11,2 \text{ kPa}$  | $\sigma_{Req} = 20,5 \text{ kPa}$  | $\sigma_{Req} = 11,1 \text{ kPa}$  |
| $\sigma_{min} = 6,0 \text{ kPa}$   | $\sigma_{min} = 3,6 \text{ kPa}$   | $\sigma_{min} = 0,4 \text{ kPa}$   | $\sigma_{min} = 0,4 \text{ kPa}$   |
| $\sigma_{Disp} = 33,5 \text{ kPa}$ | $\sigma_{Disp} = 19,2 \text{ kPa}$ | $\sigma_{Disp} = 27,1 \text{ kPa}$ | $\sigma_{Disp} = 16,2 \text{ kPa}$ |

Os resultados obtidos mostram que o comprimento dos reforços é igual para qualquer geossintético que seja empregue no reforço do muro. Isto deve-se ao facto de, no método de Jewell, os comprimentos de reforço só variarem com a inclinação do talude e com o ângulo de atrito do solo. Assim, o comprimento total do reforço a utilizar para cada um dos taludes do muro deve ser maior que 2,95 m em toda a sua altura.

Como se verifica, na parte superior do muro, a sobreposição dos reforços a utilizar para os dois taludes do muro é efectiva em grande parte da sua largura. Para ultrapassar este problema optou-se por assumir uma simplificação que consistiu em considerar apenas uma camada de reforço (para os dois taludes) com a largura do muro nesta zona. Com esse perfil foi verificada a segurança ao escorregamento global.

Paralelamente, fez-se outra alteração no perfil obtido do dimensionamento interno. Esta consistiu em adoptar para a parte do muro em que não se verifica a sobreposição dos reforços, um comprimento dos reforços também igual à largura do muro. Neste caso o factor de segurança do muro é incrementado. No entanto, mesmo nesta circunstância fez-se a verificação da segurança ao escorregamento global devido ao facto de não se conhecer qual o efeito que os reforços realizados num dos taludes do muro têm sobre os reforços do talude adjacente (zona não reforçada relativamente pequena). Assim, é mais prudente adoptar o comprimento igual à largura possibilitando contornar este problema e ainda assegurar para a fase de construção uma maior facilidade de execução das camadas de reforço.

No que diz respeito ao espaçamento vertical entre reforços, este depende da capacidade resistente dos geossintéticos e da capacidade que cada tipo de geossintético tem para resistir ao arranque. Assim, há diferenças entre os dois tipos de reforço considerado já que, no caso das geogrelhas, para além do atrito lateral solo-reforço, é mobilizada a resistência passiva nas aberturas da geogrelha. Por sua vez, nos reforços contínuos apenas é mobilizado atrito lateral, embora numa superfície maior. Então, pelo contrário, os geotêxteis e geocompósitos sem aberturas não permitem a mobilização de resistência passiva. Assim, e embora o geocompósito utilizado disponha de uma capacidade resistente maior, os espaçamentos obtidos são mais elevados no caso da utilização das geogrelhas GGR1 e GGR2. Os valores obtidos são: 0,5 e 0,6 m no caso da utilização das geogrelhas e 0,3 e 0,5 m para a utilização do geocompósito GCR1, sendo o primeiro espaçamento o correspondente à zona do muro desde a base até meia altura e o segundo à zona restante.

Quanto ao Método do Nordic Handbook (secção 2.5.2.2) os passos realizados são:

1. Definição das propriedades dos materiais, solos e geossintéticos (foram utilizadas as propriedades já referidas na secção 3.3.1);

2. Definição da sobrecarga de utilização (valor definido na secção 3.3.2.2);
3. Cálculo do espaçamento vertical entre camadas de geossintéticos (Equação 2.11);
4. Definição da geometria da superfície de escorregamento crítica, ou seja, obtenção de  $L_A$  para as várias profundidades  $z$  correspondentes a cada camada de geossintético (Equação 2.15). Há que referir que a distância do talude à superfície crítica de escorregamento foi calculada como se o muro fosse vertical porque o ângulo do talude é muito perto de  $90^\circ$  e devido ao comprimento mínimo do reforço na zona da base poder permitir colmatar algum erro de cálculo suscitado por esta simplificação;
5. Cálculo do comprimento dos reforços na zona passiva  $L_P$  através da Equação 2.14 e do comprimento total dos reforços  $L_R=L_A+L_P$ ;
6. Verificação da estabilidade ao escorregamento lateral sabendo que  $L_e < L_R$  utilizando a Equação 2.32 para a obtenção de  $L_e$ .

Os resultados para os diferentes geossintéticos obtidos para este método de dimensionamento são referidos na Tabela 3.8.

No caso do método do Nordic Handbook o comprimento dos reforços não depende apenas dos parâmetros resistentes do solo. Este varia também com o espaçamento vertical entre reforços e com a altura de solo acima deste. Neste caso, como o espaçamento vertical é igual para toda a altura do muro e para os dois tipos de geossintéticos o comprimento também é igual. No entanto, ao contrário do método de Jewell, o comprimento dos reforços é diferente nas várias camadas.

Outro aspecto a ter em conta é o facto de o espaçamento vertical entre camadas de reforço depender das propriedades resistentes do reforço e da maneira como esta é calculada nos dois métodos.

Assim, as características a utilizar para o reforço deste perfil de muro são  $e_v=0,3$  m e  $L_R$  maior que os valores referidos na Tabela 3.8. Na base do muro tem de ser garantido que a camada de reforço a utilizar é maior que os 4,29 m obtidos para garantir que não existem problemas se escorregamento lateral.

Tabela 3.8. Resultados para duas soluções propostas através do Método do Nordic Handbook com espaçamento vertical entre reforços de 0,3 m

| z (m)                   | Solução 1 – GGR2   |        |                    |        |                    | Solução 2 – GCR1        |        |                    |        |                    |
|-------------------------|--------------------|--------|--------------------|--------|--------------------|-------------------------|--------|--------------------|--------|--------------------|
|                         | L <sub>A</sub> (m) |        | L <sub>P</sub> (m) |        | L <sub>R</sub> (m) | L <sub>A</sub> (m)      |        | L <sub>P</sub> (m) |        | L <sub>R</sub> (m) |
|                         | Cálculo            | Mínimo | Cálculo            | Mínimo |                    | Cálculo                 | Mínimo | Cálculo            | Mínimo |                    |
| 0,30                    | 2,10               | 2,10   | 1,16               | 1,16   | 3,26               | 2,10                    | 2,10   | 1,16               | 1,16   | 3,26               |
| 0,60                    | 1,99               | 1,99   | 0,66               | 1,00   | 2,99               | 1,99                    | 1,99   | 0,66               | 1,00   | 2,99               |
| 0,90                    | 1,88               | 1,88   | 0,49               | 1,00   | 2,88               | 1,88                    | 1,88   | 0,49               | 1,00   | 2,88               |
| 1,20                    | 1,77               | 1,77   | 0,40               | 1,00   | 2,77               | 1,77                    | 1,77   | 0,40               | 1,00   | 2,77               |
| 1,50                    | 1,66               | 1,66   | 0,35               | 1,00   | 2,66               | 1,66                    | 1,66   | 0,35               | 1,00   | 2,66               |
| 1,80                    | 1,55               | 1,55   | 0,32               | 1,00   | 2,55               | 1,55                    | 1,55   | 0,32               | 1,00   | 2,55               |
| 2,10                    | 1,44               | 1,44   | 0,30               | 1,00   | 2,44               | 1,44                    | 1,44   | 0,30               | 1,00   | 2,44               |
| 2,40                    | 1,33               | 1,33   | 0,28               | 1,00   | 2,33               | 1,33                    | 1,33   | 0,28               | 1,00   | 2,33               |
| 2,70                    | 1,22               | 1,22   | 0,27               | 1,00   | 2,22               | 1,22                    | 1,22   | 0,27               | 1,00   | 2,22               |
| 3,00                    | 1,11               | 1,11   | 0,25               | 1,00   | 2,11               | 1,11                    | 1,11   | 0,25               | 1,00   | 2,11               |
| 3,30                    | 1,00               | 1,00   | 0,25               | 1,00   | 2,00               | 1,00                    | 1,00   | 0,25               | 1,00   | 2,00               |
| 3,60                    | 0,89               | 1,00   | 0,24               | 1,00   | 2,00               | 0,89                    | 1,00   | 0,24               | 1,00   | 2,00               |
| 3,90                    | 0,77               | 1,00   | 0,23               | 1,00   | 2,00               | 0,77                    | 1,00   | 0,23               | 1,00   | 2,00               |
| 4,20                    | 0,66               | 1,00   | 0,23               | 1,00   | 2,00               | 0,66                    | 1,00   | 0,23               | 1,00   | 2,00               |
| 4,50                    | 0,55               | 1,00   | 0,22               | 1,00   | 2,00               | 0,55                    | 1,00   | 0,22               | 1,00   | 2,00               |
| 4,80                    | 0,44               | 1,00   | 0,22               | 1,00   | 2,00               | 0,44                    | 1,00   | 0,22               | 1,00   | 2,00               |
| 5,10                    | 0,33               | 1,00   | 0,21               | 1,00   | 2,00               | 0,33                    | 1,00   | 0,21               | 1,00   | 2,00               |
| 5,40                    | 0,22               | 1,00   | 0,21               | 1,00   | 2,00               | 0,22                    | 1,00   | 0,21               | 1,00   | 2,00               |
| 5,70                    | 0,11               | 1,00   | 0,21               | 1,00   | 2,00               | 0,11                    | 1,00   | 0,21               | 1,00   | 2,00               |
| 6,00                    | 0,00               | 1,00   | 0,20               | 1,00   | 2,00               | 0,00                    | 1,00   | 0,20               | 1,00   | 2,00               |
| L <sub>e</sub> > 4,29 m |                    |        |                    |        |                    | L <sub>e</sub> > 4,29 m |        |                    |        |                    |

### 3.3.3.2. Verificação da estabilidade externa

Neste ponto são verificados os estados limites últimos para os mecanismos de rotura referidos no ponto 2.6 seguindo as considerações gerais sobre o dimensionamento.

Assim, atendendo ao já referido e como para o estudo do derrubamento o único parâmetro dos solos necessário é o peso volúmico do solo do muro (solo granular), não há divisão em 2 sub-casos (não é usado o solo fino). Os resultados obtidos no cálculo são

tabelados na Tabela B.4 do Anexo B e mostram que o muro não tem problemas de derrubamento associado.

No que diz respeito ao escorregamento pela base e à avaliação da capacidade de carga do solo de fundação, os resultados obtidos para todas as combinações de valores são disponibilizados no Anexo B, na Tabela B.2 para a capacidade de carga do solo e na Tabela B.3 para o escorregamento pela base. Nestes casos, dado que o solo de fundação intervém nos cálculos, foram consideradas as duas combinações de valores já referidas para o solo de fundação.

Comentando os resultados obtidos, verifica-se que quanto à capacidade de carga da fundação, esta é suficiente em todos os casos estudados, excepto quando se utiliza a combinação 2 das propriedades do solo argiloso em tensões totais. Não é de estranhar que assim seja, já que se trata da envolvente inferior para os parâmetros resistentes do solo e a situação em que a estabilidade da estrutura é menor (imediatamente após a sua construção). No que diz respeito ao escorregamento pela base, este muro nunca é estável a curto prazo, isto é, para as análises realizadas em tensões totais, não existindo problemas a longo prazo.

Por fim, para o escorregamento global da estrutura, o perfil mais condicionante corresponde ao dimensionado pelo método de Jewell (Solução 1) em que são empregues geogrelhas. Como se referiu anteriormente, esta verificação foi realizada com o recurso ao SLOPE/W. Os resultados obtidos são compilados na Tabela B.5 do Anexo B e mostram que a estabilidade apenas não é verificada na análise de curto prazo (em tensões totais) para a combinação 1 dos parâmetros do solo argiloso (Caso A1<sub>C1</sub>). Na mesma tabela é possível observar algo que ocorre em vários casos estudados. No Caso A1<sub>C1.1</sub> é visível uma superfície de rotura com um factor de segurança muito baixo mas que é muito superficial e só ocorre no topo do talude. Na realidade este tipo de superfície de rotura não se forma, já que a face do muro de solo reforçado com geossintéticos inclui uma camada de impermeabilização e uma face que impede a fuga do material de aterro. Esta superfície de rotura surge pelo facto de não ser considerado o efeito da face dobrada dos geossintéticos na verificação realizada no programa de cálculo. A existência da face foi simulada pela introdução de um valor de coesão do material de aterro mais elevado (e que não corresponde ao solo propriamente dito). Com este procedimento observou-se que tal era suficiente para impedir o aparecimento destas superfícies de rotura (coesão igual a 50 kPa suficiente).

### 3.3.4. Dimensionamento do muro Caso A2

#### 3.3.4.1. Dimensionamento interno

No Caso A2 o muro de suporte é semelhante ao tratado no Caso A1 residindo a sua diferença no material que compõe a estrutura do muro que, ao invés de ser realizada em solo granular, é constituída por um solo fino. Neste caso, como já foi referido, é utilizado o método de Jewell para o dimensionamento mecânico dos reforços e utilizado o método para solos finos descrito por Naughton *et al.* (2001) para a verificação das suas propriedades hidráulicas relevantes.

Um dos problemas associados à construção destes muros com solos finos tem a ver com a dissipação dos excessos de pressões intersticiais que se desenvolvem durante a sua construção. O ritmo de execução e o espaçamento entre reforços deve ser adequado para que essa dissipação ocorra em tempo útil e esteja assegurada a estabilidade da estrutura. O método utilizado faz essa mesma verificação, nomeadamente no que diz respeito ao espaçamento vertical máximo entre reforços, para uma dada transmissividade dos mesmos.

Este estudo foi realizado para as duas combinações de parâmetros do solo fino já referidas na secção da caracterização dos solos. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 3.9 e foram obtidos utilizando as características do geossintético GCR2, descritas na secção 3.3.1.2. Note-se uma vez mais que este geocompósito é semelhante a uma geogrelha, tendo incorporado um elemento de drenagem ao longo das suas barras longitudinais (ver Figura 3.1).

Pode ser verificado que os resultados obtidos são substancialmente diferentes para as duas combinações de parâmetros do solo. Na combinação 2 os comprimentos dos reforços a utilizar na parte superior do muro, teriam de ter 7,29 m de comprimento, ou seja, seria impossível a sua inclusão na secção do muro pré-definida. Este valor pode parecer exagerado mas está dentro do esperado. De facto, considerando o método expedito utilizado por Naughton (2009) através das Equações 3.1 e 3.2, obtém-se um comprimento de reforços igual a 7,2 m, praticamente igual ao obtido pelo método de Jewell. Este valor corresponde a  $L_R=1,2H$ , expressão obtida por regressão linear para um  $\phi'=20^\circ$  correspondente ao solo fino considerado na combinação 2.

Por este motivo esta solução de reforço, utilizando um solo com estas características, poderia não ser considerada como viável. No entanto, é importante salientar que estas metodologias têm em conta muros com apenas uma face e que suportam um aterro no seu

tardoz. No caso presente, o muro tem duas faces, havendo por isso limitações na implementação de soluções em que o comprimento dos reforços excede a largura do muro.

Apesar disso procedeu-se à verificação da estabilidade externa deste caso de estudo. Assim, observa-se que a estrutura é estável quando se considera para o comprimento dos reforços apenas o correspondente à largura do muro.

Este resultado parece indicar que a estrutura é estável considerando esta simplificação. Por conseguinte, adoptou-se a solução em que os reforços a utilizar têm o comprimento igual à largura do muro, em toda a sua altura, e são dispostos com um espaçamento de 0,3 m desde a base do muro até aos 3 m de altura do mesmo e no restante com um espaçamento de 0,5 m. Note-se que, no que diz respeito ao dimensionamento interno, este espaçamento de 0,5 m poderia ser maior, não sendo devido a este valor ser sugerido por Naughton *et al.* (2001) como o máximo desejável.

Tabela 3.9. Caso A2 – Resultados para as duas combinações de características do solo fino

| Combinação 1  | Combinação 2   |                                  |
|---|--|----------------------------------|
| Geocompósito GCR2<br>$\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ , $\phi'=34^\circ$ e $c'=7 \text{ kPa}$ | Geocompósito GCR2<br>$\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ , $\phi'=20^\circ$ e $c'=27 \text{ kPa}$ |                                  |
| $H'=6,63 \text{ m}$   | $H'=6,63 \text{ m}$  |                                  |
| $f_{cd}=0,83 > 0,8$   | $f_{cd}=0,84 > 0,8$  |                                  |
| $L_{R_{c,d}}=3,48 \text{ m}$  | $L_{R_{c,d}}=6,60 \text{ m}$   |                                  |
| $L_{R_{global}}=3,98 \text{ m}$   | $L_{R_{global}}=7,29 \text{ m}$  |                                  |
| $L_R=3,98 \text{ m}$  | $L_R=7,29 \text{ m}$   |                                  |
| $f_a=0,26$  | $f_a=0,26$   |                                  |
| $(L_a/H)^{base}=0,39 \text{ m}$   | $(L_a/H)^{base}=0,74 \text{ m}$  |                                  |
| $L_a^{base}=2,61 \text{ m}$   | $L_a^{base}=4,87 \text{ m}$  |                                  |
| $0 \text{ m} < z < 6 \text{ m}$   | $3 \text{ m} < z < 6 \text{ m}$  | $0 \text{ m} < z < 3 \text{ m}$  |
| $e_v=0,5 \text{ m}$   | $e_v=0,3 \text{ m}$  | $e_v=0,5 \text{ m}$              |
| $\sigma_{Req}=95,5 \text{ kPa}$   | $\sigma_{Req}=143,9 \text{ kPa}$   | $\sigma_{Req}=78,8 \text{ kPa}$  |
| $\sigma_{min}=21,5 \text{ kPa}$   | $\sigma_{min}=31,9 \text{ kPa}$  | $\sigma_{min}=31,9 \text{ kPa}$  |
| $\sigma_{Disp}=98,5 \text{ kPa}$  | $\sigma_{Disp}=164,1 \text{ kPa}$  | $\sigma_{Disp}=98,5 \text{ kPa}$ |
| Trans.=0,302 l/m.hr   | Trans.=0,433 l/m.hr  | Trans.=0,302 l/m.hr              |

No que diz respeito à transmissividade necessária para o reforço, foi obtido um valor máximo de 0,433 l/m.hr, que é largamente menor que o suportado pelo geossintético considerado no dimensionamento, 1,9 l/m.hr para um gradiente hidráulico de  $HG=0,5$ . Na

realidade também no caso de se considerar o gradiente hidráulico menor  $HG=0,1$ , o geossintético teria capacidade para escoar a água do interior do muro.

Quanto à 1ª combinação de valores para os parâmetros do solo (o limite superior considerado), as características obtidas para os reforços já são susceptíveis de aplicação à secção do muro. Assim, os reforços a realizar têm um espaçamento de 0,5 m e um comprimento mínimo de 3,98 m em toda a altura do muro. No que diz respeito às propriedades hidráulicas, o reforço tem de dispor de uma transmissividade superior a 0,302 l/m.hr. É o que se verifica para todos os gradientes hidráulicos que a ficha técnica do geossintético considera.

### **3.3.4.2. Verificação da estabilidade externa**

Após a definição das características internas do muro para o Caso A2, ou seja, perfil geral constituído por solos finos, procedeu-se à verificação da estabilidade externa do muro. Para tal utilizou-se a metodologia já descrita para os vários mecanismos de rotura que podem ocorrer. Este estudo foi realizado, tal como para o dimensionamento interno, para dois grupos de parâmetros do solo (combinação 1 e 2).

Note-se que a aplicação do método descrito por Naughton *et al.* (2001) garante que os excessos de pressões intersticiais gerados no solo que constitui o muro durante a construção do mesmo são dissipados. No entanto, o mesmo não acontece no solo de fundação. Assim, foi necessário fazer a verificação de segurança para as duas situações – curto e longo prazo (tensões totais e efectivas, respectivamente).

Assim, para a combinação 1, os resultados obtidos demonstram que o muro na fase de construção (tensões totais) só é estável quanto ao derrubamento e à capacidade de carga do solo de fundação e para a situação de longo prazo (tensões efectivas) é estável para todos os mecanismos de rotura excepto para o escorregamento global (resultados apresentados nas Tabelas B.2, B3, B.4 e B6 do Anexo B). Os resultados obtidos demonstram que as características do muro adoptadas não são suficientes para que este seja estável. Logo têm de ser tomadas medidas adicionais que permitam ultrapassar os problemas de instabilidade observados. Na secção 4.4 são propostas algumas dessas medidas.

Quanto à combinação 2 dos parâmetros do solo, verifica-se que em tensões efectivas a estabilidade é assegurada para todos os mecanismos de rotura, ao contrário do estado de tensões totais onde apenas o derrubamento é verificado, já que este mecanismo não varia com o estado de tensão no solo. Estas diferenças são de esperar já que esta 2ª combinação de



valores corresponde ao limite inferior para as propriedades resistentes do solo obtidas por Bonito (2008).

Assim, para que seja possível a utilização das soluções aqui obtidas, é necessário garantir que o solo fino tem como propriedades resistentes mínimas os valores considerados na combinação 1, desde que tomadas medidas de estabilização adicionais, nomeadamente, durante o período de dissipação das pressões intersticiais. Tal como se referiu, estas medidas são apresentadas na secção 4.4.

### **3.4. Caso B – Estudo do muro da marinha da Universidade de Aveiro**

#### **3.4.1. Apresentação do Caso de estudo B**

Neste caso de estudo, ao contrário do Caso A, é estudado um muro real que ainda desempenha as suas funções. Assim, procedeu-se à caracterização do seu estado de conservação e à obtenção das dimensões dos perfis mais representativos do muro em causa. Com o intuito de realizar a verificação das condições de funcionamento do muro procedeu-se, por um lado, à obtenção da altura de água mais condicionante para a verificação ao galgamento e, por outro lado, à verificação da estabilidade externa do muro. Este caso de estudo é designado por Caso B1.

Para o analisar foi necessário realizar ensaios laboratoriais para aferição das características dos solos que compõem o muro. Os ensaios realizados estão descritos em detalhe no Anexo A e os resultados obtidos são apresentados e discutidos na secção 3.4.3.1.

Realizadas estas verificações constatou-se que o muro já não assegura as funções para que foi construído. Logo, tornou-se necessário realizar o estudo de uma nova solução para colmatar as deficiências detectadas. Assim, procedeu-se à definição de um novo perfil, ao dimensionamento interno dos reforços de geossintéticos e à verificação da sua estabilidade externa. A análise desta solução corresponde ao caso de estudo designado por B2.

#### **3.4.2. Caracterização do muro em estudo**

##### **3.4.2.1. Estado de conservação**

De acordo com Vieira (1951) citado por Coelho *et al.* (2008), a marinha de sal da Universidade de Aveiro pertence ao Grupo Sul, situado a sul do Canal Principal que comunica com o canal das Pirâmides até à Cale de Gafanha, limitado a poente pelo canal de Ílhavo, a

nascente pelo Canal das Pirâmides e a sul por Ílhavo. Como é visível na Figura 3.4, esta é delimitada a Este por uma estrada, a Sul e a Norte por folsas (pequenos canais sem saída que ligam os esteiros às marinhas) e a Oeste por um esteiro (canais secundários que não permitem a navegação a qualquer maré).

O muro que serve de protecção a esta marinha apresenta um razoável estado de conservação em grande parte da sua extensão. Note-se que neste ponto todas as considerações proferidas são baseadas em observações empíricas realizadas pelo autor do estudo descrito neste documento.

Quanto à capacidade estrutural do muro pode ser referida a existência de roturas parciais no talude exterior do muro em zonas pontuais mais expostas aos efeitos das marés (principalmente na zona do muro contíguo ao esteiro que é a zona mais exposta). As marés provocaram erosão e arrastamento de partículas mas não a perda de estabilidade do muro.

No que concerne à sua capacidade funcional, estas roturas não afectam o seu desempenho na defesa e impermeabilização da marinha. Já a mobilidade de pessoas e de veículos que possam ser utilizados no decorrer da laboração na marinha é condicionada pela existência de vegetação com sensivelmente 0,5 m de altura. Os problemas referidos são visíveis na Figura 3.3.



Figura 3.3. Estado de conservação do muro de protecção da marinha: a) vegetação superficial; b) roturas parciais.

#### 3.4.2.2. Perfis transversais tipo

Ao longo dos anos o muro foi sujeito a diferentes intervenções de reabilitação. Estas provocaram o aparecimento de perfis transversais, com topografia, materiais e comportamentos diferentes. As técnicas e materiais utilizados nessas intervenções são

referidas seguidamente assim como os perfis tipo (Figura 3.4) escolhidos para caracterizar o muro em estudo.



Figura 3.4. Perfis de caracterização do muro da marinha de sal da Universidade de Aveiro (adaptado de Google Earth [4])

A referir que os perfis transversais supracitados no estudo foram obtidos através de levantamentos topográficos realizados no dia 12 de Dezembro de 2008 em situação de baixa-mar de águas vivas. A configuração dos perfis apresentados é aproximada, representando inclinações aproximadas dos taludes mais representativos de cada secção do muro. Esta opção deve-se ao facto de na realidade os perfis serem bastante irregulares o que resulta num elevado grau de dificuldade de representação. As referências utilizadas para a obtenção das cotas mínimas dos dois lados do muro foram; do lado do esteiro ou da folsa, a cota acessível mais próxima da água presente no canal; e do lado interior da marinha em cima do passadiço circundante construído para permitir o transporte do sal para o exterior da marinha.

O perfil transversal 1 caracteriza a parte do muro em que foi aplicado uma estrutura de contenção de madeira composta por estacas de madeira cravadas junto da fundação do muro unidas com tábuas do mesmo material como é visível na Figura 3.5. A estrutura de contenção confere um melhor comportamento ao talude exterior do muro no que concerne à protecção contra o processo de erosão provocado pelas marés e evitando o aparecimento de instabilidade



associada a superfícies de escorregamento do solo na face intervencionada. A estrutura de contenção em madeira permite que o talude exposto do muro tenha inclinação de aproximadamente  $77^\circ$ , muito superior a qualquer perfil transversal do muro em que não existe este tipo de intervenção. O perfil topográfico correspondente é representado na Figura 3.6. Neste perfil é visível a existência de um patamar com reduzida inclinação composta por sedimentos provenientes da degradação superficial do talude exposto às marés. Pode também associar-se este patamar ao fundo do esteiro contíguo à marinha.



Figura 3.5. Fotografia do reforço de madeira aplicado no perfil 1

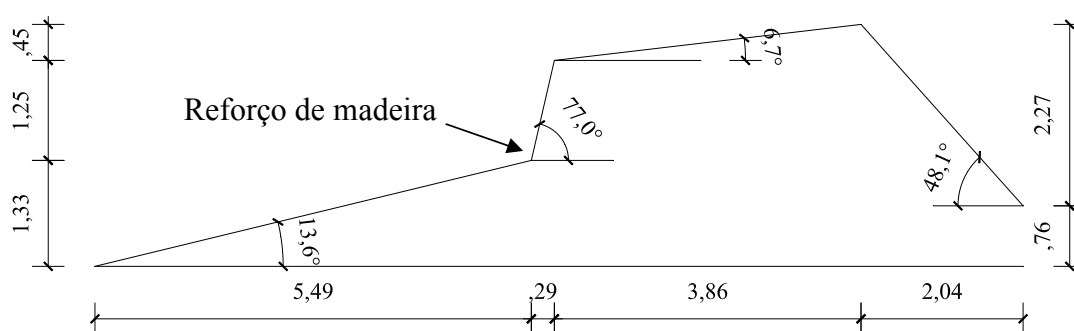


Figura 3.6. Perfil transversal 1

Com o perfil transversal 2 pretende-se caracterizar um local do muro onde existe uma rotura da estrutura de contenção aplicada numa das intervenções de reabilitação realizada. Este local tinha uma estrutura de contenção semelhante à do perfil 1. No entanto, esta não suportou as acções a que foi sujeita, observando-se a rotura integral da mesma e a rotura

parcial do solo por esta suportado. A observação do local da rotura permite saber que, aquando da realização da intervenção (execução da estrutura de contenção), o enchimento da sua parte de trás foi realizada com resíduos provenientes de actividades ligadas à construção civil, como se vê na Figura 3.7. Neste perfil também se verifica a existência de um patamar com características semelhante às referidas para o perfil 1. O perfil topográfico é representado na Figura 3.8.



Figura 3.7. Rotura associada ao perfil 2

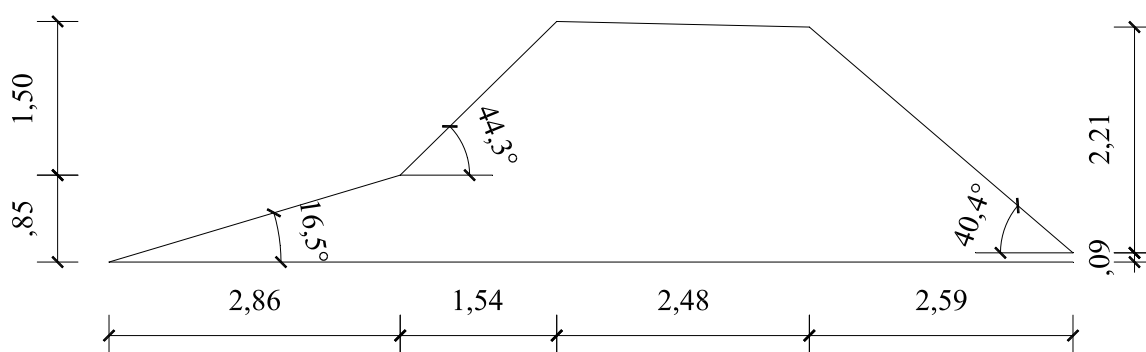


Figura 3.8. Perfil transversal 2

O perfil transversal 3 corresponde a uma secção do muro intervencionada com o recurso à aplicação de geossintéticos. Esta foi realizada no âmbito do programa INTERREG IIIB, Projecto SAL, acção 6b descrito por Coelho *et al.* (2008) e consistiu na aplicação de duas camadas de geossintético, uma para controlo da erosão e a outra, mais superficial, para



potenciar o crescimento de vegetação na face do talude. Na Figura 3.9 é visível a camada superior de geossintético. A observação local e do perfil topográfico representado na Figura 3.10 permite verificar que o talude apresenta uma pequena deformação, sensivelmente a meia altura. Nota-se no local que o solo é suportado pelo geossintético.



Figura 3.9. Talude reabilitado com aplicação de geossintéticos

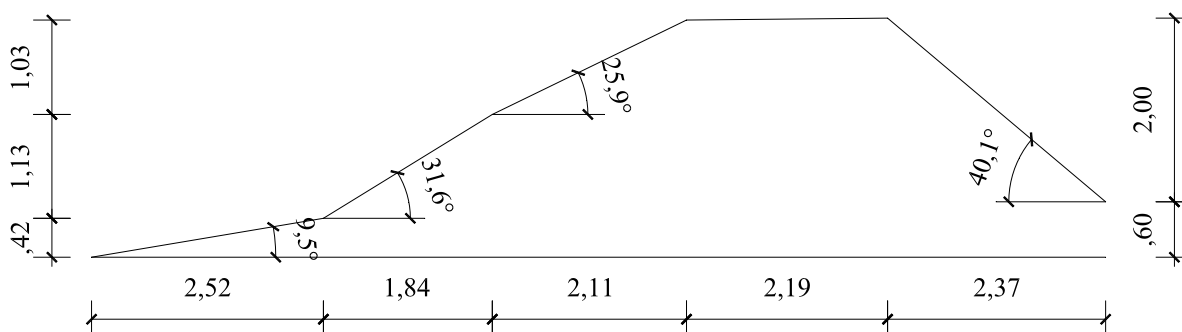


Figura 3.10. Perfil transversal 3

O perfil transversal 4 foi escolhido para representar uma secção do muro com menos exposição às marés. Esta parte do muro é condicionada apenas pelo processo de enchimento/esvaziamento da folsa que lhe é contígua. Neste perfil existe uma rotura parcial no talude exposto que é visível na Figura 3.11. Na Figura 3.12 é representado o perfil topográfico desta secção. Neste também é perceptível a rotura referida devido à acentuada inclinação do talude.



Figura 3.11. Rotura associada ao perfil 4

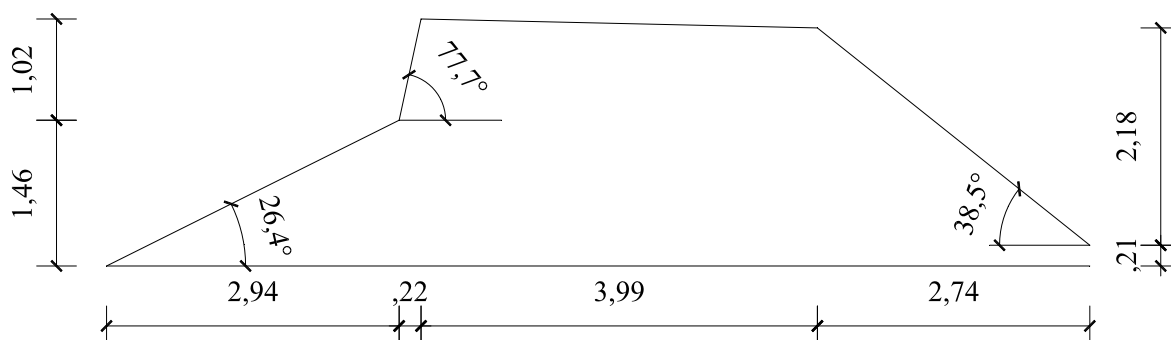


Figura 3.12. Perfil transversal 4

Quanto ao perfil transversal 5 este é representativo da secção mais larga do muro, quando não se toma em consideração as “mesas” de acondicionamento de sal, onde este é depositado após o término do processo de fabrico. Este é também o mais regular e de entre os perfis escolhidos, aquele que apresenta o melhor estado de conservação. O perfil topográfico obtido é representado na Figura 3.13.

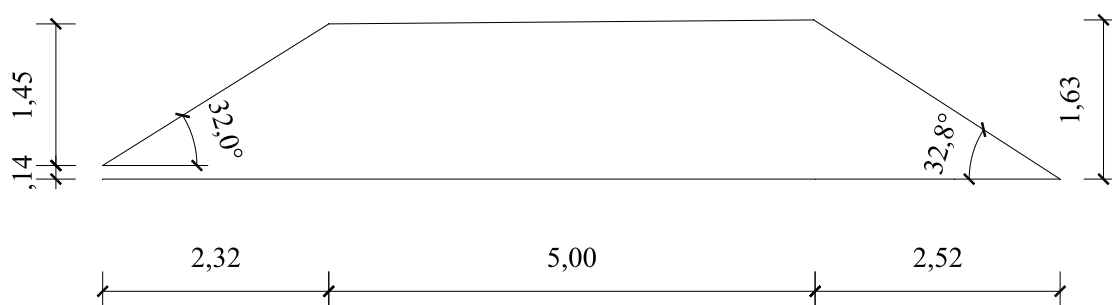


Figura 3.13. Perfil transversal 5

### 3.4.3. Caracterização dos materiais do muro

#### 3.4.3.1. Características dos solos

Tal como no ponto em que se referem as propriedades dos solos da zona das marinhas da Ria de Aveiro, os ensaios realizados neste estudo, visam a obtenção das características de identificação, físicas, de resistência e de compressibilidade dos solos. Para tal, recolheram-se oito amostras de solo durante a perfuração realizada com equipamento de sondagens. Os ensaios realizados foram:

- Ensaios “in situ”: perfuração com trado e ensaio de penetração dinâmica DPSH;
- Ensaios laboratoriais: granulometria, limites de Atterberg, peso volúmico, teor em água, ensaio edométrico e ensaio de corte directo.

Uma nota importante é que os ensaios foram realizados em amostras de solo moldadas, implicando este facto modificações no comportamento do solo a estudar. As profundidades a que foram recolhidas são visíveis na Figura 3.14, correspondendo os pontos representados a cada amostra recolhida, sendo a amostra 1 a mais superficial e a 8 a mais profunda.

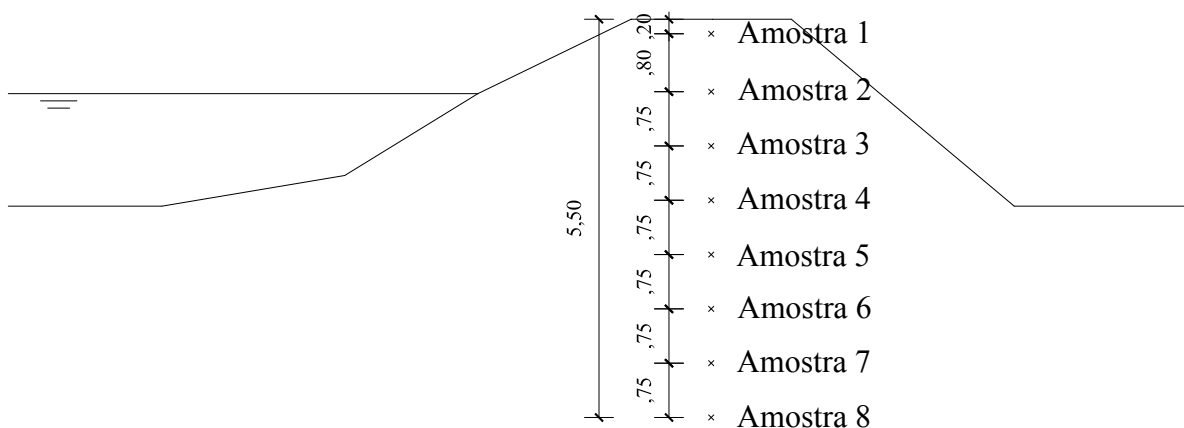


Figura 3.14. Perfil de recolha de amostras de solo

##### 3.4.3.1.1. Características de identificação

As características de identificação obtidas através da realização dos ensaios laboratoriais (teor em água e limites de Atterberg), descritos no Anexo A, são as apresentadas na



Tabela 3.10. Através destes parâmetros pode-se dizer que estes solos são predominantemente constituídos por argilas do grupo das caulinites e que quanto à sua consistência, esta vai diminuindo em profundidade sendo rija até aproximadamente 2,5 m, mole dos 2,5 aos 5 m e muito mole deste patamar para baixo.

No que diz respeito à classificação das várias amostras de solo, esta é referida na Tabela 3.11 para as duas classificações usadas – Classificação Unificada e classificação AASHTO [1]. É visível que na camada superficial o muro é composto por areia argilosa e que com o aumento da profundidade o solo se torne de pior qualidade, passando a ser constituído por argilas orgânicas, por vezes com alguma areia.

Tabela 3.10. Características de identificação do solo do muro

| Parâmetros         | Amostra |    |      |      |      |      |      |      |
|--------------------|---------|----|------|------|------|------|------|------|
|                    | 1       | 2  | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
| w (%)              | 13      | 15 | 17   | 23   | 49   | 52   | 49   | 59   |
| w <sub>L</sub> (%) | -       | -  | 24   | 35   | 57   | 66   | 60   | 59   |
| w <sub>P</sub> (%) | -       | -  | 19   | 22   | 31   | 33   | 32   | 31   |
| I <sub>p</sub> %   | -       | -  | 5,5  | 13,3 | 26,0 | 33,3 | 28,6 | 27,8 |
| I <sub>C</sub>     | -       | -  | 1,2  | 0,9  | 0,3  | 0,4  | 0,4  | 0,0  |
| I <sub>L</sub>     | -       | -  | -0,2 | 0,1  | 0,7  | 0,6  | 0,6  | 1,0  |

Tabela 3.11. Classificação das amostras de solo

| Classificação | Amostra             |                     |                     |                          |                      |                      |                                |                              |
|---------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------------------------|----------------------|----------------------|--------------------------------|------------------------------|
|               | 1                   | 2                   | 3                   | 4                        | 5                    | 6                    | 7                              | 8                            |
| Unificada     | SC - areia argilosa | SC - areia argilosa | SC - areia argilosa | CL – ML - argila siltosa | OH - argila orgânica | OH - argila orgânica | OH - argila orgânica com areia | OH - argila orgânica arenosa |
| AASHTO        | Entre A – 4 e A – 7 | Entre A – 4 e A – 7 | A – 4               | A – 6                    | A – 7 – 6            | A – 7 – 5            | A – 7 – 6                      | A – 7 – 6                    |

Nota: Para as amostras 1 e 2 não foram obtidos os parâmetros (w<sub>L</sub> e I<sub>p</sub>) logo, pela classificação da AASHTO só se pode obter um intervalo em que estas amostras se encontram

#### 3.4.3.1.2. Características físicas

As características físicas determinadas são: o teor em água natural, w, o peso volúmico natural,  $\gamma$ , e o peso volúmico seco,  $\gamma_d$ . Estas são apresentadas na Tabela 3.12.

Tabela 3.12. Características físicas do solo do muro

| Parâmetros                      | Amostra |    |      |      |      |      |      |      |
|---------------------------------|---------|----|------|------|------|------|------|------|
|                                 | 1       | 2  | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
| w (%)                           | 13      | 15 | 17   | 23   | 49   | 52   | 49   | 59   |
| $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )   | -       | -  | 19,2 | 17,0 | 16,4 | 15,8 | 16,0 | 16,0 |
| $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) | -       | -  | 18,8 | 16,7 | 15,6 | 15,0 | 15,3 | 15,1 |

Nota: não foi determinado o peso volúmico das amostras 1 e 2 por se tratarem de solos sem estrutura que permita a determinação do parâmetro pelo método da parafina.

#### 3.4.3.1.3. Características de resistência

As características de resistência obtidas através dos ensaios realizados foram o ângulo de atrito, a coesão e a capacidade de carga do solo. Para a obtenção do ângulo de atrito e da coesão realizaram-se ensaios de corte directo e para a capacidade de carga do solo foram realizados ensaios de penetração dinâmica (DPSH).

Para a obtenção do ângulo de atrito e da coesão em condições drenadas e não drenadas, o tipo de ensaios mais eficaz e fidedigno é o ensaio triaxial. No entanto, problemas técnicos no equipamento de ensaio inviabilizaram a realização destes ensaios em tempo útil. Assim, tornou-se necessário tentar obter parâmetros realistas através de ensaios de corte directo. Entretanto, por condicionalismos relacionados com o reduzido tempo para a realização de ensaios desta natureza, optou-se pela utilização de uma velocidade de ensaio de 1mm/min que se veio a mostrar relativamente elevada, não permitindo a dissipação das pressões intersticiais geradas durante o carregamento das amostras de solo. Por este motivo, os resultados obtidos são feridos de alguma incerteza e correspondem a parâmetros apenas em tensões totais.

Ainda relativamente aos ensaios de corte directo, estes foram realizados sobre 3 amostras de solo recolhidas a profundidades diferentes. No entanto, dado que os parâmetros da amostra que se situava a uma profundidade intermédia não eram muito realistas (coesão não drenada negativa), optou-se por considerar apenas os parâmetros obtidos para as restantes. Sendo assim, a amostra mais superficial localizada a uma profundidade de 2,5 m é a mais representativa das características do solo do muro e a amostra localizada a 5,5 m aquela que permite obter as propriedades para o solo da fundação. Por conseguinte, para a amostra representativa do solo do muro o valor obtido através do ensaio de corte directo, para o ângulo de atrito é  $\phi_u = 10^\circ$  e para a coesão  $c_u = 20$  kPa, correspondendo ambos os valores a condições não drenadas. No que concerne, ao solo de fundação os valores correspondentes são:  $\phi_u = 25^\circ$  e  $c_u = 7$  kPa.

Devido a todos os problemas descritos optou-se por não considerar os parâmetros obtidos na realização do dimensionamento e nas verificações de estabilidade externa realizadas para este caso de estudo. Este facto levou a que os dados obtidos através do DPSH tivessem pouca relevância para o trabalho realizado. Este motivo, conjugado com a falta de tempo para a realização de um estudo que quantifique a capacidade de carga do solo em causa, levou a que neste trabalho apenas se faça uma análise qualitativa dos dados obtidos no campo.

Assim, na Figura 3.15 são apresentados esses dados, ou seja, a variação do número de pancadas necessárias para a ponteira do aparelho penetrar 0,2 m de espessura de solo  $N_{20}$ , com a profundidade.

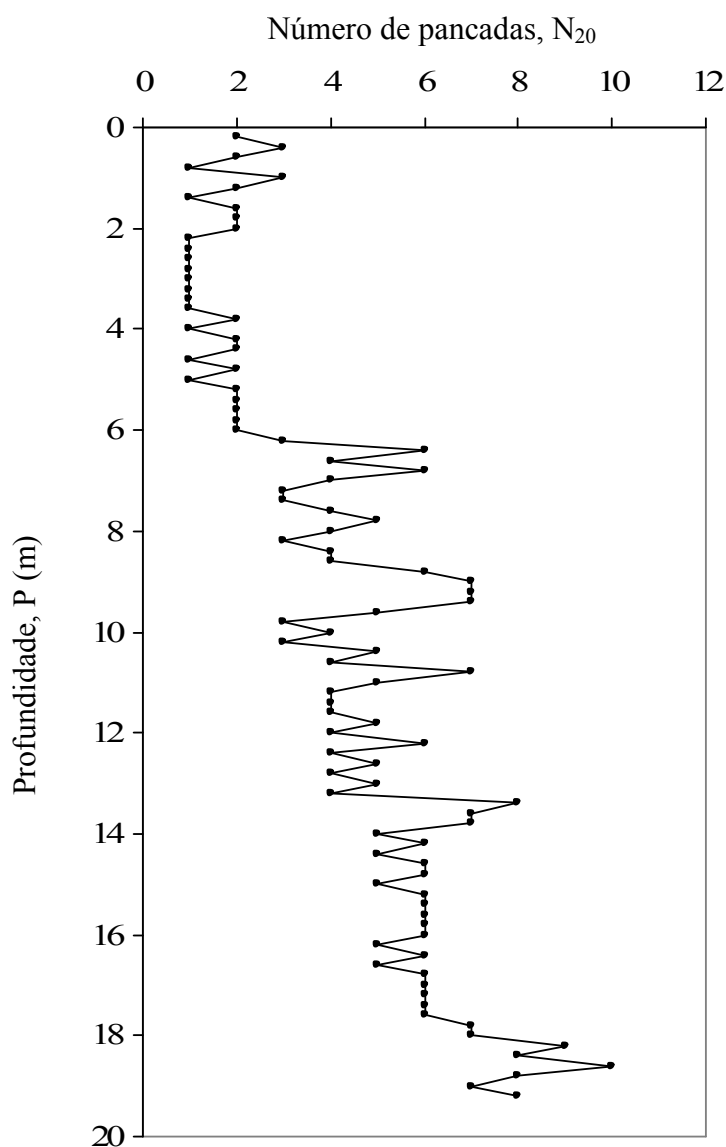


Figura 3.15. Número de pancadas  $N_{20}$  obtidas pelo ensaio de penetração dinâmica DPSH

Pela análise do gráfico observa-se que há uma zona mais superficial, até aos 6 m em que o número de pancadas é extremamente reduzido; a partir deste patamar o aumento do número de pancadas é gradual mas pouco significativo até ao limite do ensaio realizado. Depreende-se também que a capacidade de carga deste solo não deverá ser elevada, pois o número máximo de  $N_{20}$  obtido foi 10 pancadas, ou seja, um valor que comparando com o necessário para se considerar que o solo tem boa capacidade de carga  $N_{20} = 60$  pancadas, é muito reduzido (Cardoso, 2008).

#### 3.4.3.1.4. Características de compressibilidade

As características de compressibilidade obtidas são:  $C_c$ , índice de compressão,  $C_r$ , índice de recompressão,  $a_v$ , coeficiente de compressibilidade,  $m_v$ , coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $c_v$ , coeficiente de consolidação vertical. Estas características foram obtidas através do tratamento de dados provenientes de ensaios edométricos realizados e são expostos na Tabela 3.13.

Tabela 3.13. Características de compressibilidade do solo do muro

| Parâmetros                                | Amostra 4  | Amostra 6  | Amostra 8 |
|---|------------|------------|-----------|
| $C_c$                                     | 0,17       | 0,30       | 0,35      |
| $C_r$                                     | 0,02       | 0,04       | 0,04      |
| $a_v \times 10^{-4}$ (kPa <sup>-1</sup> ) | 0,06 a 14  | 0,08 a 110 | 0,5 a 200 |
| $m_v \times 10^{-4}$ (kPa <sup>-1</sup> ) | 0,5 a 8,0  | 0,7 a 49   | 0,9 a 89  |
| $c_v \times 10^{-8}$ (m <sup>2</sup> /s)  | 2,6 a 13,2 | 3,6 a 12,9 | 0,7 a 5,4 |

#### 3.4.3.1.5. Características dos solos escolhidas para o dimensionamento

Devido aos problemas já referidos que surgiram durante a realização dos ensaios laboratoriais para a aferição das propriedades resistentes do solo, optou-se por considerar para a realização do estudo deste muro os mesmos parâmetros do solo usados para o estudo do perfil geral. Esta opção foi tomada por se tratar do estudo de um perfil de um muro existente constituído por solos finos muito próximos dos considerados para o Caso A. Resta referir que neste caso de estudo foram adoptadas as mesmas combinações de parâmetros para solos finos, pois assim é possível estudar uma maior gama de valores do solo.

Por este motivo, também aqui, os casos de estudo B1 e B2 são divididos em sub-casos, B1<sub>C1</sub> e B1<sub>C2</sub>, para o primeiro e B2<sub>C1</sub> e B2<sub>C2</sub> para o segundo.

### 3.4.3.2. Características dos geossintéticos de reforço

No estudo realizado para o Caso B é verificado se o muro existente é estável e desempenha as suas funções de protecção da marinha em estudo. No caso de se verificar a necessidade de uma intervenção é proposto um novo perfil utilizando os materiais existentes e materiais de empréstimo, caso necessário. Como estes solos são argilosos o método de cálculo dos reforços a utilizar é o utilizado para solos finos descrito por Naughton *et al.* (2001). Assim, o geossintético a utilizar para este caso de estudo, trata-se do geocompósito GCR2, sendo as suas características as já referidas na secção 3.3.1.2.

### 3.4.4. Definição das acções de dimensionamento

Neste caso de estudo foram obtidas e utilizadas as mesmas acções que no Caso A para a realização de todas as verificações e dimensionamentos necessários para a aferição e garantia de segurança dos perfis dos muros estudados.

### 3.4.5. Verificação de segurança do muro existente (Caso B1)

#### 3.4.5.1. Verificação ao galgamento do muro

No caso de estudo do muro da marinha de sal da Universidade de Aveiro procurou-se verificar se a cota de coroamento é suficiente para garantir que o muro não é galgado pela água da Ria. Para a estimativa da cota de coroamento do muro existente recorreu-se à comparação da diferença entre o nível da água e o topo do muro, conhecendo o nível da água através de dados do Instituto Hidrográfico nos dias 22, 23 e 24 de Abril de 2009. Há que referir que o nível máximo da preia-mar foi estimado em três portos secundários localizados dentro da Ria (Lota, P. Cais 2 e Sacor). O valor de PM foi obtido através da consulta das previsões da maré em preia-mar nas alturas dos solstícios e equinócios do período de tempo entre o ano 2000 e o ano 2008 no site do Instituto Hidrográfico [5].

Assim, a cota do nível máximo da água na zona da marinha da UA foi obtida pela Equação 2.34, considerando PM igual a 3,70 m. O espraimento foi calculado pela Equação 2.33 para os diferentes ângulos dos taludes do muro ao longo das diferentes secções. Admitiu-se a mesma folga ( $\Delta H=0,5$  m) considerada para efeitos de marés meteorológicas e de ventos persistentes que foi utilizada no Caso A.

Como consequência, para o nível da água calculada pela Equação 2.34 obtêm-se os valores indicados na Tabela 3.14. Relacionando estes valores, observa-se que o muro existente é susceptível de ser galgado em algumas alturas do ano em toda a extensão estudada.

Tabela 3.14. Verificação do galgamento dos perfis levantados do muro da marinha da Universidade de Aveiro – Caso B1

| Perfil | Cota de Coroamento (m) | $\beta$ (°) | $R_{u2\%}$ (m) | Nível da água (m) | Galgado? |
|--------|------------------------|-------------|----------------|-------------------|----------|
| 1      | 4,27                   | 77,0        | 2,18           | 6,38              | Sim      |
| 2      | 4,97                   | 44,3        | 1,03           | 5,23              | Sim      |
| 3      | 4,22                   | 25,9        | 0,73           | 4,93              | Sim      |
| 4      | 4,61                   | 77,7        | 2,24           | 6,44              | Sim      |
| 5      | 4,26                   | 32,0        | 0,83           | 5,03              | Sim      |

### 3.4.5.2. Verificação da estabilidade externa

A verificação da estabilidade externa realizada neste ponto consiste no controlo dos seguintes mecanismos de rotura: capacidade de carga do solo de fundação; estabilidade ao derrubamento; e estabilidade ao escorregamento pela base e global.

Para a realização destas verificações é necessário conhecer o perfil da secção e as acções actuantes. Quanto ao perfil a verificar trata-se do perfil 3 ilustrado na Figura 3.10. Este foi o único perfil verificado por se tratar do mais condicionante de entre os que foram obtidos e que não apresentavam roturas parciais nos taludes exteriores. Para mais fácil realização dos cálculos o perfil foi levemente ajustado passando a considerar-se o mostrado na Figura 3.16.

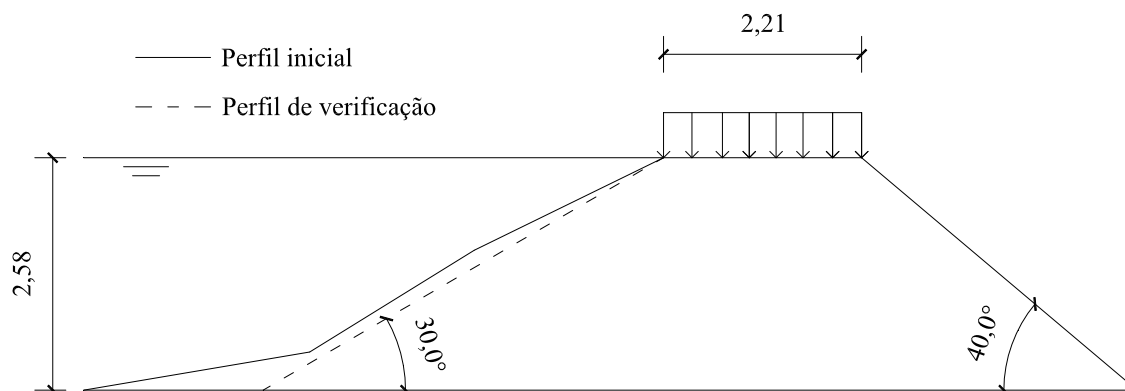


Figura 3.16. Perfil para verificação da estabilidade externa do muro da marinha da Universidade de Aveiro – Caso B1

No que concerne, às acções actuates no muro as que foram utilizadas são:

- Sobrecarga  $10 \text{ kN/m}^2$ ;
- Impulso da água.

Para o valor da sobrecarga de utilização e construção é utilizado o valor descrito na secção 3.3.2.2. Já para o cálculo do impulso da água actuante no talude exterior do muro, é utilizado o nível da água igual à cota de coroamento do muro. Isto deve-se ao facto de se ter constatado que o muro pode ser galgado.

Quanto aos resultados obtidos, estes são disponibilizados no Anexo B (Tabela B.2 para capacidade de carga, Tabela B.3 para o escorregamento pela base do muro, Tabela B.4 para o derrubamento e Tabela B.7 para o escorregamento global) e é possível verificar que a secção de muro estudada é estável em todos os mecanismos de rotura excepto para o escorregamento global. Neste último caso os coeficientes de segurança global mais condicionantes obtidos são de 1,14 para a 1ª combinação de parâmetros do solo e em tensões efectivas e 1,39 para a combinação 2 e um estado de tensões totais.

### **3.4.5.3. Considerações finais**

Através das averiguações realizadas, verifica-se que o muro que serve de protecção da marinha da Universidade de Aveiro tem características que não permitem que este seja estável em relação a todos os mecanismos de rotura estudados. Este facto conjugado com a incapacidade que o muro demonstra em servir de barreira à entrada de água para o interior da marinha sugerem que o muro existente já não tem características ideais para que este possa cumprir as suas funções.

Assim, para colmatar estas deficiências, de seguida é proposta uma nova secção transversal para o muro e estudado o seu comportamento. Este estudo corresponde ao Caso B2.

### **3.4.6. Dimensionamento de nova solução (Caso B2)**

#### **3.4.6.1. Definição do novo perfil do muro**

O novo perfil a usar para colmatar as deficiências detectadas para o muro existente é o visível na Figura 3.17.

Par tal, definiu-se o nível máximo que a água pode atingir através da Equação 2.33. Para este caso de estudo, os valores que entram na equação já foram definidos anteriormente à excepção do espraimento (secção 3.4.5.1). Como este valor depende do ângulo do talude exposto à acção da ondulação, foi realizado um processo iterativo para verificar se o ângulo escolhido permitia a obtenção da cota e da largura do coroamento desejada, ou seja, procurou-se garantir que a largura da plataforma do muro não fosse reduzida em relação à existente.

Assim o nível máximo que a água pode atingir é 3,52 m sendo a cota de coroamento adoptada para o muro igual a 3,55 m (cotas em relação à base do muro).

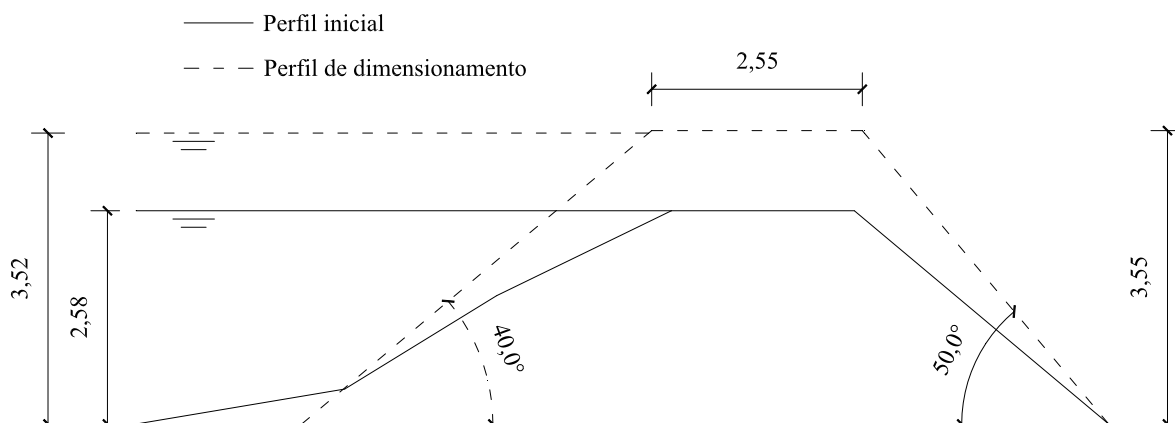


Figura 3.17. Novo perfil de dimensionamento para o muro da marinha da Universidade de Aveiro

### 3.4.6.2. Dimensionamento interno

O dimensionamento realizado para este perfil segue os pressupostos já referidos para o Caso A2. Aliás, este perfil, internamente é em tudo semelhante ao referido sendo apenas as suas características externas, ou seja, altura e ângulos dos taludes e largura da plataforma que os distingue. Os resultados obtidos para este perfil são os apresentados na Tabela 3.15.

Há que referir apenas uma diferença que foi realizada durante o processo de dimensionamento mecânico dos reforços. Esta relaciona-se com o valor de  $K_c$  utilizado para o cálculo das tensões requeridas para os reforços. Consultando a expressão para o cálculo desta grandeza na Equação 2.9, observa-se que quando o valor de  $L_a^{base}$  é superior ao  $L_R$  este parâmetro assume um valor negativo, impossibilitando que este parâmetro desempenhe as suas funções de incremento das tensões requeridas aos reforços. Assim, por falta de elementos sobre este assunto na bibliografia assumiu-se que o valor de  $K_c$  corresponde à duplicação do valor de  $K_{req}$  obtido dos ábacos do método e assume-se para toda a altura do talude um comprimento de reforços igual ao valor de  $L_a^{base}$ .



Tabela 3.15. Resultados para as duas combinações de características do solo fino

| Combinação 1  | Combinação 2   |
|---|--|
| Geocompósito GCR2<br>$\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ , $\phi'=34^\circ$ e $c'=7 \text{ kPa}$ | Geocompósito GCR2<br>$\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ , $\phi'=20^\circ$ e $c'=27 \text{ kPa}$ |
| $H'=4,18 \text{ m}$   | $H'=4,18 \text{ m}$  |
| $f_{cd}=0,83 > 0,8$   | $f_{cd}=0,84 > 0,8$  |
| $L_{Rc.d}=2,10 \text{ m}$   | $L_{Rc.d}=4,59 \text{ m}$  |
| $L_{Rglobal}=2,51 \text{ m}$  | $L_{Rglobal}=4,62 \text{ m}$   |
| $L_R=2,51 \text{ m}$  | $L_R=4,62 \text{ m}$   |
| $f_a=0,26$  | $f_a=0,26$   |
| $(L_a/H)^{base}=0,99 \text{ m}$   | $(L_a/H)^{base}=1,85 \text{ m}$  |
| $L_a^{base}=4,14 \text{ m}$   | $L_a^{base}=7,73 \text{ m}$  |
| $2,10 \text{ m} < z < 3,55 \text{ m}$   | $2,10 \text{ m} < z < 3,55 \text{ m}$  |
| $e_v=0,5 \text{ m}$   | $e_v=0,5 \text{ m}$  |
| $\sigma_{Req}=36,1 \text{ kPa}$   | $\sigma_{Req}=60,1 \text{ kPa}$  |
| $\sigma_{min}=29,7 \text{ kPa}$   | $\sigma_{min}=50,4 \text{ kPa}$  |
| $\sigma_{Disp}=98,5 \text{ kPa}$  | $\sigma_{Disp}=98,5 \text{ kPa}$   |
| Trans.=0,302 l/m.hr   | Trans.=0,302 l/m.hr  |

Por conseguinte, os valores obtidos para a combinação 1 dos parâmetros do solo correspondem a um espaçamento vertical entre reforços de 0,5 m e um comprimento dos reforços de 4,14 m.

Para a combinação 2 o espaçamento vertical é o mesmo mas o comprimento dos reforços seria igual a 7,73 m. Na realidade, como já referido para o Caso A2, os reforços não podem ter um comprimento superior à largura do muro, pelo que, neste caso, é necessário verificar se a utilização de um comprimento de reforço compatível com a dimensão do muro permite que este seja estável externamente. Há que referir que, tal como para os outros casos de estudo, também para a zona onde não existe sobreposição de reforços foi considerado que a camada de reforço é contínua de um lado ao outro do muro. Como se verificara mais adiante, na secção 3.4.6.3, na verificação da estabilidade externa, a utilização de reforços com o comprimento ajustado às dimensões do muro é possível, já que a estabilidade externa é assegurada.

Quanto às propriedades de drenagem, ou seja, a transmissividade do reforço, a quantidade de água que o reforço tem de tirar do interior do muro corresponde a 0,302 l/m.hr para os dois tipos de solo, valor que é assegurado pelo geossintético escolhido.

### **3.4.6.3. Verificação da estabilidade externa**

A verificação da estabilidade do muro de suporte estudado neste caso foi realizada da forma já referida para o Caso A2. Também para este caso se verificou pelo dimensionamento interno que os reforços necessários seriam muito grandes pelo que foi necessário verificar se a utilização de reforços menos extensos seria viável para garantir a estabilidade do muro. As considerações feitas para o Caso A2 são também válidas nesta situação.

Na realidade, para este caso a estabilidade só não é garantida para a combinação 2 dos parâmetros do solo e em condições não drenadas para o mecanismo de rotura ao escorregamento global, como é possível observar nos resultados compilados no Anexo B. Por conseguinte, se forem tomadas as medidas necessárias para permitir a dissipação dos excessos de pressão intersticial formadas durante a construção do muro é possível garantir a sua estabilidade, já que a superfície de escorregamento obtida passa preferencialmente pela fundação do muro e o seu factor de segurança igual a 1,21.

## Capítulo 4: Discussão de resultados e disposições construtivas

### 4.1. Preâmbulo

Neste capítulo é feita a discussão de resultados e a apresentação de algumas disposições construtivas.

Na discussão de resultados comentam-se os resultados obtidos em todas as áreas de trabalho abordadas neste estudo, ou seja, relacionados com os ensaios laboratoriais realizados aos solos, o estado de conservação dos muros existentes, a capacidade de evitar o galgamento, as verificações de estabilidade externa e o dimensionamento interno dos reforços.

Quanto às disposições construtivas optou-se por fazer referência ao processo construtivo considerado como exequível, às medidas de correcção da estabilidade externa durante a construção, às medidas de protecção ambiental dos muros e ao perfil de construção.

### 4.2. Discussão de resultados

#### 4.2.1. Ensaio laboratoriais

Começando pela discussão dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais realizados aos solos do muro da marinha da Universidade de Aveiro (Caso B), estes são compilados nas Tabelas 4.1 a 4.4. Em cada tabela são apresentados os parâmetros das amostras de solo ensaiadas e os parâmetros do grupo correspondente, sugerido por Gomes (1992), em que estas se enquadram.

Tabela 4.1. Parâmetros para solos do tipo Areias lodosas

| Parâmetro                       | Ensaio Laboratoriais |           |           | Bibliografia |
|---------------------------------|----------------------|-----------|-----------|--------------|
|                                 | Amostra 1            | Amostra 2 | Amostra 3 |              |
| w (%)                           | 13                   | 15        | 17        | 15 a 40      |
| w <sub>L</sub> (%)              | -                    | -         | 24        | 17 a 25      |
| I <sub>p</sub> (%)              | -                    | -         | 5,5       | 0 a 6        |
| $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )   | -                    | -         | 19,2      | 16,5 a 20,5  |
| $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) | -                    | -         | 18,8      | 12,8 a 17,2  |

Dos resultados obtidos constata-se que estes estão dentro do esperado para os solos da zona de intervenção. Observa-se que algumas vezes os parâmetros obtidos estão fora dos intervalos encontrados na bibliografia para solos semelhantes. No entanto, estes não fogem muito desses intervalos. Note-se ainda que se trata da comparação de muito poucas amostras, logo, o caso da contaminação de uma amostra na altura da recolha é suficiente para alterar os seus parâmetros de forma irremediável, tornando-os diferentes do esperado.

Tabela 4.2. Parâmetros para solos do tipo Lodos c.a.

| Parâmetro                                 | Ensaio Laboratoriais |           | Bibliografia |
|---|----------------------|-----------|--------------|
|   | Amostra 4            | Amostra 7 |              |
| w (%)                                     | 23                   | 49        | 30 a 59      |
| w <sub>L</sub> (%)                        | 35                   | 60        | 33 a 49      |
| I <sub>p</sub> (%)                        | 13,3                 | 28,6      | 0 a 13       |
| $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )             | 17                   | 16        | 15,8 a 18,5  |
| $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )           | 16,7                 | 15,3      | 10,0 a 14,2  |
| C <sub>c</sub>                            | 0,17                 | -         | 0,15 a 0,45  |
| $a_v \times 10^{-4}$ (kPa <sup>-1</sup> ) | 0,06 a 14            | -         | 1 a 85       |
| $m_v \times 10^{-4}$ (kPa <sup>-1</sup> ) | 0,5 a 8,0            | -         | 0,8 a 40     |
| $c_v \times 10^{-8}$ (m <sup>2</sup> /s)  | 2,6 a 13,2           | -         | 8 a 67       |

Dos parâmetros compilados nas Tabelas 4.1 a 4.4 pode observar-se que aqueles que menos se enquadram nos intervalos esperados são os relacionados com a quantidade de água na amostra, ou seja, teor em água, limite de liquidez e índice de plasticidade. Na maioria dos casos, os parâmetros estão acima do intervalo esperado.

Por este motivo pode-se concluir que os solos estudados têm uma maior quantidade de água na sua estrutura do que os utilizados nos estudos realizados por Gomes (1992) e Bonito (2008). Este facto pode ser explicado pela profundidade a que estes foram recolhidos. Os solos deste estudo são mais superficiais e muitos deles pertencem à estrutura do muro que, como está rodeada de água, e embora tenha um carácter impermeável, é normal que detenha mais água no seu interior. Pelo contrário, os solos de Gomes (1992) e Bonito (2008) são solos mais profundos.

Também a altura do ano em que as amostras foram recolhidas pode explicar este facto, já que, embora no dia da recolha das amostras as condições meteorológicas fossem boas, nas semanas anteriores tinha ocorrido precipitação. Assim, é normal que as amostras de solo tenham uma maior quantidade de água.

Tabela 4.3. Parâmetros para solos do tipo Lodos s.s.

| Parâmetro                                 | Ensaio Laboratoriais |            | Bibliografia |
|---|----------------------|------------|--------------|
|   | Amostra 5            | Amostra 6  |              |
| w (%)                                     | 49                   | 52         | 44 a 90      |
| w <sub>L</sub> (%)                        | 57                   | 66         | 38 a 65      |
| I <sub>p</sub> (%)                        | 26,0                 | 33,3       | 0 a 21       |
| $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )             | 16,4                 | 15,8       | 12,0 a 17,3  |
| $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )           | 15,6                 | 15,0       | 6,3 a 11,6   |
| C <sub>c</sub>                            | -                    | 0,3        | 0,30 a 0,85  |
| $a_v \times 10^{-4}$ (kPa <sup>-1</sup> ) | -                    | 0,08 a 110 | 3 a 112      |
| $m_v \times 10^{-4}$ (kPa <sup>-1</sup> ) | -                    | 0,7 a 49   | 1 a 50       |
| $c_v \times 10^{-8}$ (m <sup>2</sup> /s)  | -                    | 3,6 a 12,9 | 0,5 a 40     |

Resta referir que, foi o facto de os parâmetros dos solos ensaiados serem parecidos com os recolhidos na bibliografia que levou a que se optasse pelos últimos para a realização de todos os casos de estudo. Além disso, não foram utilizados os obtidos laboratorialmente porque, como referido nos parágrafos seguintes, surgiram problemas na avaliação das características resistentes dos solos. Como essas características eram as mais importantes para o dimensionamento optou-se pela utilização de parâmetros mais fiáveis.

Tabela 4.4. Parâmetros para solos do tipo Lodos a.

| Parâmetro  | Ensaio Laboratoriais | Bibliografia |
|--|----------------------|--------------|
|  | Amostra 8            |              |
| w (%)  | 59                   | 24 a 41      |
| w <sub>L</sub> (%)                                     | 59                   | 18 a 42      |
| I <sub>p</sub> (%)                                     | 27,8                 | 0 a 9        |
| γ (kN/m <sup>3</sup> )                                 | 16                   | 17,5 a 20,3  |
| γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )                    | 15,1                 | 12,4 a 15,9  |
| C <sub>c</sub>   | 0,35                 | 0,10 a 0,40  |
| a <sub>v</sub> × 10 <sup>-4</sup> (kPa <sup>-1</sup> ) | 0,5 a 200            | 0,5 a 74     |
| m <sub>v</sub> × 10 <sup>-4</sup> (kPa <sup>-1</sup> ) | 0,9 a 89             | 0,1 a 35     |
| c <sub>v</sub> × 10 <sup>-8</sup> (m <sup>2</sup> /s)  | 0,7 a 5,4            | 8 a 175      |

Note-se que os problemas que surgiram estão relacionados com o tipo de ensaios realizados. Devido a problemas técnicos, foi impossível a realização de ensaios triaxiais para a obtenção de parâmetros resistentes em tensões totais e efectivas. Assim, tentou-se colmatar estes problemas utilizando o ensaio de corte directo. Nos ensaios de corte directo foi utilizada uma velocidade de ensaio demasiado elevada (1 mm/min). Esta não permitiu que os excessos de pressões intersticiais gerados durante carregamento se dissipassem, de forma que os parâmetros obtidos pudessem ser considerados como representativos do comportamento do solo em condições não drenadas.

Para tentar utilizar o ensaio de corte directo, poder-se-ia ter recorrido a ensaios realizados com velocidades menores e, a partir desses, tentar chegar a parâmetros resistentes em tensões efectivas. No entanto, dado que este procedimento ainda levaria algum tempo e que a sua adequabilidade é discutível, optou-se por não os realizar.

De facto, o tempo disponível provocou ainda que se tenha realizado apenas um ensaio de corte para cada tensão de carregamento em cada amostra.

#### **4.2.2. Muro existente – Caso B**

No que diz respeito aos estudos relacionados com a aferição do estado de conservação do muro estudado no Caso B, verifica-se que este apenas apresentava algumas roturas parciais nos taludes exteriores do muro em zonas pontuais, não sendo estas, condicionantes para o funcionamento da marinha de sal. Este facto é visível em alguns dos perfis já representados neste trabalho (Figura 3.7).

O levantamento topográfico realizado numa série de 5 perfis mostra o carácter heterogéneo que uma estrutura deste tipo pode ter. Os perfis escolhidos mostram diferentes tipos de reforços utilizados na estabilização deste muro (geossintéticos de controlo de erosão e taipais de madeira). Também nos perfis obtidos é visível que a geometria dos taludes mais expostos está em constante mutação, quer devido à erosão superficial sofrida por estes (Figuras 3.11 e 3.12), quer devido ao surgimento de pequenas superfícies de escorregamento nos taludes do muro.

Além do estado de conservação do muro existente, também a verificação da sua capacidade de evitar a entrada de água no interior da marinha foi realizada. Os resultados obtidos para este caso de estudo revelaram que o muro é susceptível de ser galgado, sendo este o motivo que levou ao estudo de uma nova solução com um novo perfil.

### 4.2.3. Verificação da estabilidade externa

Os resultados obtidos na verificação da estabilidade externa dos diferentes perfis de muro estudados são apresentados na Tabela 4.5.

Passando à discussão destes resultados verifica-se que, a longo prazo, quando estes são solicitados sob condições drenadas e o estado de tensões existente corresponde a tensões efectivas, apenas o Caso B1<sub>C1</sub>, ou seja, perfil B1 constituído por solo com as características descritas para a combinação 1, demonstra problemas de estabilidade a um mecanismo de rotura, no caso, o escorregamento global. Todos os outros casos de estudo, nas condições descritas anteriormente, são estáveis para todos os mecanismos de rotura.

Como seria de esperar, a curto prazo, em que o factor de segurança destas estruturas é mínimo a situação é diferente. De facto, para tensões totais (durante e nos instantes imediatamente após a construção da obra) a estabilidade externa do muro só pode ser garantida para os Casos B1<sub>C1</sub> e B2<sub>C1</sub>. Nos outros casos a estabilidade é observada apenas para alguns dos mecanismos. Assim, não pode ser garantida a estabilidade externa sem que sejam tomadas medidas adicionais de correcção da estabilidade durante a fase de construção, como as descritas na secção 4.4.

Por outro lado, há que referir que, o mecanismo de rotura mais condicionante para os casos estudados, ou seja, menos vezes cumprido, é o que corresponde ao escorregamento global. Pelo contrário, o derrubamento é o único mecanismo de rotura que é sempre verificado em todos os exemplos.

Assim, enquanto que para o Caso B apenas existem problemas para o mecanismo de rotura por estabilidade global, no Caso A surgem também problemas relacionados com a capacidade de carga do solo de fundação e com o escorregamento pela base do muro. Na verdade, já seria de esperar estes resultados. No Caso A o muro tem uma maior altura e maior inclinação dos taludes, logo é mais propenso à existência de instabilidade.

Quanto a este assunto, importa referir ainda uma simplificação realizada e que poderia condicionar estes resultados. Esta está relacionada com o facto de, para estruturas reforçadas com geossintéticos, estas não puderem ser consideradas como um único bloco, para efeitos de verificação da capacidade de carga do solo de fundação, quando a largura da zona reforçada for maior que a altura. Neste caso teria de se admitir que a largura da fundação seria no máximo igual à altura do muro (Mendonça, 2004). No entanto, nos casos de estudo analisados a largura não é muito superior à altura do muro, pelo que, se optou por considerar a largura real da fundação do muro para a verificação da capacidade de carga.

Tabela 4.5. Resultados das verificações de estabilidade externa

| Caso de estudo   | Mecanismo de rotura      | Verifica?              |                     |
|------------------|--------------------------|------------------------|---------------------|
|                  |                          | Tensões Efectivas (TE) | Tensões Totais (TT) |
| A1 <sub>C1</sub> | Derrubamento             | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento pela Base | Sim                    | Não                 |
|                  | Capacidade de Carga      | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento Global    | Sim                    | Não                 |
| A1 <sub>C2</sub> | Derrubamento             | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento pela Base | Sim                    | Não                 |
|                  | Capacidade de Carga      | Sim                    | Não                 |
|                  | Escorregamento Global    | Sim                    | Sim                 |
| A2 <sub>C1</sub> | Derrubamento             | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento pela Base | Sim                    | Não                 |
|                  | Capacidade de Carga      | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento Global    | Sim                    | Não                 |
| A2 <sub>C2</sub> | Derrubamento             | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento pela Base | Sim                    | Não                 |
|                  | Capacidade de Carga      | Sim                    | Não                 |
|                  | Escorregamento Global    | Sim                    | Não                 |
| B1 <sub>C1</sub> | Derrubamento             | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento pela Base | Sim                    | Sim                 |
|                  | Capacidade de Carga      | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento Global    | Não                    | Sim                 |
| B1 <sub>C2</sub> | Derrubamento             | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento pela Base | Sim                    | Sim                 |
|                  | Capacidade de Carga      | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento Global    | Sim                    | Não                 |
| B2 <sub>C1</sub> | Derrubamento             | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento pela Base | Sim                    | Sim                 |
|                  | Capacidade de Carga      | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento Global    | Sim                    | Sim                 |
| B2 <sub>C2</sub> | Derrubamento             | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento pela Base | Sim                    | Sim                 |
|                  | Capacidade de Carga      | Sim                    | Sim                 |
|                  | Escorregamento Global    | Sim                    | Não                 |



Por fim, resta referir que, como é visível na Tabela 4.5, os casos de estudo onde se utiliza a combinação 2 de parâmetros do solo fino são mais susceptíveis à ocorrência de instabilidade externa. No entanto, este facto é mais facilmente observado nos resultados referentes ao Caso B. Neste caso de estudo verifica-se que as piores propriedades do solo, desta combinação, possibilitam o aparecimento de instabilidade ao escorregamento global.

Para o Caso A observa-se que a combinação dos parâmetros do solo não é condicionante para o aparecimento de instabilidade, ou seja, a instabilidade não ocorre mais facilmente para uma das combinações. Isto leva a que não se possa dizer que uma das combinações de parâmetros pode ser utilizada sem que ocorram problemas de instabilidade. Logo, podem ser utilizados solos com características dentro dos intervalos proporcionado pelas duas combinações, mas sempre associadas a medidas de controlo de estabilidade presentes na secção 4.4.

#### 4.2.4. Verificação da estabilidade interna

Os resultados obtidos através do processo de dimensionamento interno variam com vários factores. Entre estes podem ser nomeados o método de cálculo, o tipo de solo constituinte, o tipo de geossintético utilizado como reforço, a existência de água no solo e ainda as dimensões do perfil do muro em estudo.

Assim, nesta parte da discussão de resultados são abordadas quatro questões: a comparação dos diferentes comprimentos obtidos para os reforços, a comparação dos espaçamentos obtidos e a comparação genérica dos métodos de dimensionamento utilizados. Por fim serão ainda comparados os resultados obtidos neste estudo com os obtidos no estudo realizado por Naughton *et al.* (2001) para solos finos.

A compilação dos resultados obtidos no processo de dimensionamento interno e que são alvo de discussão nesta secção são apresentados na Tabela 4.6, para solos granulares, e na Tabela 4.7, para solos finos. Nestas tabelas é incluída uma comparação, em termos percentuais, dos parâmetros mais relevantes utilizados e obtidos no dimensionamento. Para tal, introduzem-se duas grandezas: PPR1, a percentagem de um parâmetro obtido pelo Método do Nordic Handbook, relativamente ao mesmo parâmetro obtido pelo Método de Jewell; e PTR, a percentagem da diminuição de  $F_e$  para  $F_c$ .

Começando pela análise dos resultados obtidos para os solos granulares, constata-se que o comprimento dos reforços obtidos através dos dois métodos de dimensionamento é diferente, tal como esperado, já que os métodos de dimensionamento têm uma diferente

abordagem para a sua obtenção. Assim, enquanto que no caso do método de Jewell o comprimento obtido é igual em toda a altura do muro, já que se verifica que em todos os casos de estudo o método impõe a utilização do mesmo comprimento de reforço em toda a altura do muro devido a se observar  $(L_R/H)_{\text{global}} > (L_R/H)_{\text{cd}}$ , para o método do Nordic Handbook o comprimento varia com a altura.

Outro facto que se pode observar é que a utilização de geossintéticos com características e tipologias diferentes não alterou o comprimento do reforço necessário para a estrutura do muro, sendo este valor apenas diferenciado no caso do comprimento do reforço a utilizar na base. Isto poderia não se ter verificado pois, o comprimento dos reforços é condicionado pelos parâmetros do solo reforçado e pelos coeficientes de interacção solo-reforço.

Por exemplo, o geocompósito GCR1 tem uma estrutura semelhante a um geotêxtil mas com comportamento contrário ao das geogrelhas. Há dois factores a contribuir para a interacção solo-reforço dos dois tipos de geossintéticos. Por um lado, nas geogrelhas há uma parcela de resistência adicional correspondente à resistência passiva. Por outro lado, nos geotêxteis a área de mobilização de atrito lateral é muito maior do que nas geogrelhas (em que só na área superficial das barras é mobilizado atrito).

Como se verificou, a diferença dos coeficientes de interacção solo-reforço, neste caso, não foi suficiente para alterar o comprimento dos reforços, o que leva a pensar que, no caso de estudo analisado, estes dois efeitos têm consequências opostas mas com resultado num coeficiente de interacção solo-reforço semelhante.

Quanto à comparação do comprimento dos reforços obtidos para os dois métodos, esta análise só pode ser realizada para a solução 2 apresentada, já que é a única em que o geossintético de reforço é igual para os dois métodos. Assim, constata-se que o comprimento do reforço obtido pelo método do Nordic Handbook corresponde a 68 % do comprimento obtido por Jewell na zona inferior do muro ( $3 \text{ m} < z < 6 \text{ m}$ ), e a 109 % na zona superior ( $0 \text{ m} < z < 3 \text{ m}$ ). Como consequência, para os casos de estudo em apreço, parece que o método de Jewell é mais conservativo nas zonas inferiores do muro, enquanto que na parte superior do mesmo o método do Nordic Handbook é o mais conservativo. Pode ainda referir-se que estes resultados levam a pensar que o método do Nordic Handbook proporciona um menor desperdício de reforço.

Para finalizar a discussão dos comprimentos obtidos pelos dois métodos, constata-se que, na parte superior do muro, estes correspondem aproximadamente ao dobro do tamanho que deveriam ter para que pudessem ser aplicados no muro sem entraves construtivos (tamanho máximo 1,5 m correspondente a metade da largura do topo do muro).

Tabela 4.6. Resultados obtidos através dos métodos de dimensionamento interno – Solos granulares

| Caso de estudo              | Geossintético de reforço | z (m) | Parâmetro              | Método de dimensionamento |                 | PPR1 (%) |
|-----------------------------|--------------------------|-------|------------------------|---------------------------|-----------------|----------|
|                             |                          |       |                        | Jewell                    | Nordic Handbook |          |
| A1<br>Solução 1<br>(Jewell) | GGR2                     | 3<z<6 | $e_v$ (m)              | 0,5                       | -               | -        |
|                             |                          |       | $L_R$ (m)              | 2,95                      | -               | -        |
|                             |                          |       | $F_\varepsilon$ (kN/m) | 48                        | -               | -        |
|                             |                          |       | $F_c$ (kN/m)           | 16,7                      | -               | -        |
|                             |                          |       | PTR (%)                | 35                        | -               | -        |
|                             |                          |       | $e_v$ (m)              | 0,6                       | -               | -        |
|                             | GGR1                     | 0<z<3 | $L_R$ (m)              | 2,95                      | -               | -        |
|                             |                          |       | $F_\varepsilon$ (kN/m) | 33                        | -               | -        |
|                             |                          |       | $F_c$ (kN/m)           | 11,5                      | -               | -        |
|                             |                          |       | PTR (%)                | 35                        | -               | -        |
|                             |                          |       | $e_v$ (m)              | -                         | 0,3             | -        |
|                             |                          |       | $L_R$ (m)              | -                         | 2,00            | -        |
| A1<br>Solução 1<br>(NH)     | GGR2                     | 3<z<6 | $F_\varepsilon$ (kN/m) | -                         | 48              | -        |
|                             |                          |       | $F_c$ (kN/m)           | -                         | 12,1            | -        |
|                             |                          |       | PTR (%)                | -                         | 25              | -        |
|                             |                          |       | $e_v$ (m)              | -                         | 0,3             | -        |
|                             |                          |       | $L_R$ (m)              | -                         | 3,21            | -        |
|                             |                          |       | $F_\varepsilon$ (kN/m) | -                         | 48              | -        |
|                             | GGR1                     | 0<z<3 | $F_c$ (kN/m)           | -                         | 12,1            | -        |
|                             |                          |       | PTR (%)                | -                         | 25              | -        |
|                             |                          |       | $e_v$ (m)              | 0,3                       | 0,3             | 100      |
|                             |                          |       | $L_R$ (m)              | 2,95                      | 2,00            | 68       |
|                             |                          |       | $F_\varepsilon$ (kN/m) | 37                        | 37              | -        |
|                             |                          |       | $F_c$ (kN/m)           | 8,1                       | 11,3            | 140      |
| A1<br>Solução 2             | GCR1                     | 0<z<3 | PTR (%)                | 21                        | 31              | -        |
|                             |                          |       | $e_v$ (m)              | 0,5                       | 0,3             | 60       |
|                             |                          |       | $L_R$ (m)              | 2,95                      | 3,21            | 109      |
|                             |                          |       | $F_\varepsilon$ (kN/m) | 37                        | 37              | -        |
|                             |                          |       | $F_c$ (kN/m)           | 8,1                       | 11,3            | 140      |
|                             |                          |       | PTR (%)                | 21                        | 31              | -        |

PPR1 é a percentagem de um parâmetro obtido pelo Método do Nordic Handbook, relativamente ao mesmo parâmetro obtido pelo Método de Jewell

PTR é a percentagem da diminuição de  $F_\varepsilon$  para  $F_c$

No que diz respeito aos espaçamentos verticais obtidos para solos granulares, ou seja, no Caso A, verifica-se que a utilização de geossintéticos com características e tipologias diferentes provoca a existência de espaçamentos verticais entre reforços diferentes. Nas várias soluções estudadas para o Caso A verifica-se que no caso das geogrelhas o espaçamento vertical necessário é maior do que no caso da aplicação do geocompósito GCR1.

Quanto às diferenças entre os valores obtidos para os dois métodos de dimensionamento, estas só podem ser discutidas para a solução 2, ou seja, quando se utiliza o mesmo geossintético para todo o perfil do muro nos dois métodos. Comparando os valores obtidos, verifica-se que para a zona inferior do muro ( $3\text{ m} < z < 6\text{ m}$ ) o espaçamento vertical entre reforços é igual para os dois métodos, mas para a zona superior ( $0\text{ m} < z < 3\text{ m}$ ) este parâmetro obtido através do Nordic Handbook corresponde a 60 % do necessário para Jewell. Assim, mais uma vez parece que o método do Nordic Handbook é mais conservativo do que o método de Jewell para a zona superior do muro reforçado, já que implica uma maior densidade de reforços.

Um factor condicionante do espaçamento vertical entre reforços é a capacidade resistente que o geossintético dispõe, ou seja, quanto maior esta for, maior a área de influência do mesmo, logo maior pode ser o espaçamento entre reforços consecutivos. A capacidade resistente de cálculo é obtida de forma diferente nos dois métodos. Na verdade, para solução 2, o valor de cálculo,  $F_c$ , como pode ser visto na Tabela 4.6, é muito menor do que o valor resistente,  $F_e$ . Em termos percentuais,  $F_c$ , é 21 % de,  $F_e$  no Método de Jewell e ,  $F_c$ , é 31 % de,  $F_e$ . no método do Nordic Handbook.

Comparando estes valores obtidos pelos dois métodos, verifica-se que, para a solução 2,  $F_c$ , obtido pelo método do Nordic Handbook corresponde a 140 % do valor obtido pelo método de Jewell. Este facto levaria a esperar que os espaçamentos verticais fossem maiores para o Nordic Handbook. No entanto, isto não se verificou. Como se constata, o espaçamento obtido para este método corresponde a 60 % do obtido por Jewell na zona inferior do muro estudado, sendo na outra parte do muro igual para os dois métodos.

Relativamente à comparação genérica dos dois métodos de dimensionamento para solos granulares, para estes casos de estudo, verifica-se que o método do Nordic Handbook é mais conservativo para a obtenção do espaçamento vertical entre reforços.

Uma das razões apresentadas para este acontecimento é o facto de o método considerar a parcela coesiva do solo no seu dimensionamento. Como neste estudo o método foi utilizado apenas para um solo granular sem coesão, admite-se como uma possibilidade, que a parte

contributiva desta propriedade seja salvaguardada pela diminuição do espaçamento entre reforços.

No entanto, para a obtenção do comprimento dos reforços e da capacidade resistente de cálculo dos reforços o método mais conservativo é o de Jewell.

Passando aos resultados obtidos para os casos de estudo em que os perfis de dimensionamento são constituídos por solos finos, os comprimentos dos reforços obtidos através do método expedito descrito por Naughton (2009) são menores que os obtidos pelo método de Jewell. Observa-se que não existe uma relação uniforme entre os comprimentos obtidos pelos dois métodos.

Na verdade, na análise realizada usando a proposta feita por Naughton (2009), estes variam apenas com o ângulo de atrito do solo e com a altura do muro. Este facto leva a que para os dois perfis de muro A2 e B2, e para cada combinação de parâmetros do solo fino consideradas, se obtenham resultados para os comprimentos dos reforços muito diferentes. No entanto, constata-se que o comprimento dos reforços obtidos para o Caso B2<sub>C1</sub> é 60% do obtido para A2<sub>C1</sub> sendo a relação entre o Caso B2<sub>C2</sub> e A2<sub>C2</sub> a mesma. Esta relação é, como seria de esperar igual à relação entre a altura dos dois muros, ou seja, a altura do muro no Caso B2 é 60% da altura do muro no Caso A2 (relação entre H e L<sub>R</sub> é linear).

Relativamente à comparação com o comprimento obtido pelo método de Jewell observa-se que também a altura do muro é o elemento chave nesta análise. É visível que a diferença entre os comprimentos obtidos para os dois métodos é relativamente pequena quando a altura do muro é elevada. De facto, para o Caso A2, a diferença maior entre os comprimentos dos reforços obtidos pelos dois métodos de dimensionamento revela que o comprimento obtido de acordo com Naughton (2009) é 75 % do obtido através do método de Jewell.

Ao contrário, quando a altura do muro é menor, a diferença entre os comprimentos obtidos pelos dois métodos já é considerável. Por exemplo, para o Caso B2 a diferença maior entre os comprimentos dos reforços obtidos pelos dois métodos de dimensionamento revela que o comprimento obtido de acordo com Naughton (2009) é 43 % do obtido através do método de Jewell.

As diferenças descritas levam a que, nos casos de estudo em apreço, os comprimentos obtidos pelo método expedito de Naughton (2009) sejam mais próximos dos comprimentos exequíveis para a parte superior do muro. No entanto, estes valores continuam a ser demasiado elevados, tendo em conta as limitações geométricas.

No que diz respeito ao espaçamento vertical entre reforços o comportamento observado nos resultados da Tabela 4.7 é semelhante ao já descrito para o comprimento dos reforços. Para este parâmetro também se verifica que para uma altura maior do muro a diferença entre os espaçamentos obtidos pelos dois métodos são reduzidas. Quando a altura do muro é menor a diferença entre o espaçamento obtido pelos dois métodos já é significativa, chegando a atingir uma relação entre o valor obtido pelo método proposto por Naughton (2009) e o método de Jewell de 63 %.

Este facto deve-se à imposição realizada pelo método descrito por Naughton *et al.* (2001), em que se considera que o valor máximo do espaçamento vertical é igual a 0,5 m. Se para alturas do muro maiores os espaçamentos obtidos rondam este valor máximo, no caso dos muros com menor altura, o valor do espaçamento vertical já poderia ser maior, caso não existisse esta imposição. Assim verifica-se que se não fossem as limitações impostas pelo método para solos finos, os espaçamentos entre reforços poderiam ser muito semelhantes nos dois métodos.

Também é importante referir que os espaçamentos verticais entre reforços obtidos através do método de Jewell são relativos a um estado de tensões efectivas ao contrário do que se passa para Naughton *et al.* (2001) em que as condições de dimensionamento dos espaçamentos verticais correspondem a um estado de tensões totais. É este facto que leva a que o método de Naughton *et al.* (2001) considere um valor máximo para o espaçamento a partir do qual se torna mais difícil de garantir o conveniente processo, tempo e grau de consolidação das camadas de aterro.

Outro parâmetro que importa discutir é a transmissividade do geossintético de reforço e que, como é lógico, só intervém nas soluções em que o muro é executado com solos finos. Como se pode verificar pela Tabela 4.7, os valores obtidos para esta propriedade do reforço, são praticamente iguais em todos os casos de estudo. Apenas para a zona inferior do muro do Caso A2C2, este valor é um pouco superior. Isto explica-se pelo facto de nesta zona o espaçamento vertical do reforço ser menor, o que conduz a que o tempo de dissipação dos excessos de pressão intersticial,  $T$ , o assentamento vertical por consolidação,  $\delta_v$ , e, consequentemente, o volume de água a retirar do aterro,  $V$ , sejam menores. Para tentar perceber a evolução desta grandeza, devem consultar-se as Equações 2.16 e 2.18 a 2.20. Como se observa, a transmissividade é obtida através do cociente entre o volume de água a retirar e o tempo de dissipação correspondente. Dado que ambas as grandezas envolvidas diminuem, a variação da transmissividade será condicionada pela grandeza que sofrer maior variação. Assim, neste caso, observa-se que para se obter o mesmo valor de transmissividade

para todo o muro seria necessário aumentar o tempo de dissipação dos excessos de pressão intersticial.

Tabela 4.7. Resultados obtidos através dos métodos de dimensionamento interno – Solos finos

| Caso de estudo   | Geossintético de reforço | z (m)    | Parâmetro          | Método de dimensionamento |             | PPR2 (%) |
|------------------|--------------------------|----------|--------------------|---------------------------|-------------|----------|
|                  |                          |          |                    | Jewell                    | Solos Finos |          |
| A2 <sub>C1</sub> | GCR2                     | 0<z<6    | e <sub>v</sub> (m) | 0,5                       | 0,5         | 100      |
|                  |                          |          | L <sub>R</sub> (m) | 3,98                      | 3,00        | 75       |
|                  |                          |          | Trans. (l/m.hr)    | -                         | 0,302       | -        |
| A2 <sub>C2</sub> | GCR2                     | 3<z<6    | e <sub>v</sub> (m) | 0,3                       | 0,3         | 100      |
|                  |                          |          | L <sub>R</sub> (m) | 7,29                      | 7,20        | 99       |
|                  |                          |          | Trans. (l/m.hr)    | -                         | 0,433       | -        |
|                  |                          | 0<z<3    | e <sub>v</sub> (m) | 0,6                       | 0,5         | 83       |
|                  |                          |          | L <sub>R</sub> (m) | 7,29                      | 7,20        | 99       |
|                  |                          |          | Trans. (l/m.hr)    | -                         | 0,302       | -        |
| B2 <sub>C1</sub> | GCR2                     | 0<z<3,55 | e <sub>v</sub> (m) | 0,8                       | 0,5         | 63       |
|                  |                          |          | L <sub>R</sub> (m) | 4,14                      | 1,78        | 43       |
|                  |                          |          | Trans. (l/m.hr)    | -                         | 0,302       | -        |
| B2 <sub>C2</sub> | GCR2                     | 0<z<3,55 | e <sub>v</sub> (m) | 0,8                       | 0,5         | 63       |
|                  |                          |          | L <sub>R</sub> (m) | 7,73                      | 4,26        | 55       |
|                  |                          |          | Trans. (l/m.hr)    | -                         | 0,302       | -        |

PPR2 é a percentagem de um parâmetro obtido pelo Método para solos finos, relativamente ao mesmo parâmetro obtido pelo Método de Jewell

No que diz respeito à comparação dos resultados obtidos para os dois tipos de solos, para o comprimento dos reforços constata-se que estes são maiores quando as propriedades de resistência dos solos são piores, ou seja, são maiores para solos finos do que no caso da utilização de solos granulares. Isto deve-se ao facto da resistência da interface solo-reforço depender das propriedades destes dois materiais. Assim, para um mesmo geossintético, um solo com menores características resistentes mobiliza menor resistência por unidade de comprimento do reforço, logo é necessário um maior comprimento do reforço para ter a mesma resistência total.

Quanto ao espaçamento vertical, pode referir-se que este é condicionado pela tensão requerida e pela tensão disponível no reforço. Assim, o efeito das propriedades do solo faz-se sentir na tensão requerida ao reforço. Esta é maior no caso do solo ter piores características

resistentes. Quanto à tensão disponível no reforço, esta é condicionada pela capacidade resistente do geossintético.

Por conseguinte, como seria de esperar, é possível afirmar que quanto piores forem as características resistentes do solo e dos geossintéticos de reforço mais pequenos são os espaçamentos verticais obtidos, logo maior a densidade de reforços necessária.

Outro factor que pode condicionar o comprimento e o espaçamento vertical entre reforços é a presença ou não de água no interior do muro. Através do método de Jewell é fácil justificar o facto da presença de água no interior do muro contribuir para o incremento do comprimento dos reforços. Isto deve-se à diferença visível nos ábacos de dimensionamento do método de Jewell. Verifica-se que quanto maior for o valor de  $r_u$  maiores são os valores obtidos para o comprimento dos reforços.

No que diz respeito ao espaçamento entre reforços, a presença de água faz com que a tensão requerida aos reforços seja maior (a existência da tensão intersticial faz aumentar a tensão total). Logo, para uma mesma tensão disponível, é necessário modificar (diminuindo) o espaçamento vertical para garantir a estabilidade da estrutura tendo em conta a presença da água.

Para finalizar esta discussão resta comparar os resultados obtidos neste estudo para os perfis constituídos por solos finos com os resultados obtidos, e já descritos na secção 2.5.3, no exemplo de aplicação de Naughton *et al.* (2001).

Da comparação dos valores apresentados na Tabela 4.7, resultados obtidos neste estudo, com os valores referidos na Tabela 2.6 para os resultados do exemplo descrito em Naughton *et al.* (2001), constata-se que os espaçamentos verticais são iguais para quase todas as situações, sendo a excepção a zona inferior do muro do Caso A2C2 em que o espaçamento é menor. Este facto leva a pensar que o valor recomendado como máximo a usar para este parâmetro, sugerido pelo método, é um valor conservativo para muros com as dimensões na mesma ordem de grandeza dos estudados. Esta constatação vai no mesmo sentido da já referida quando se comparou os resultados alcançados para o espaçamento vertical obtido pelos métodos de Jewell e de Naughton *et al.* (2001).

O outro parâmetro que é necessário debater é a transmissividade que o reforço deve ter para garantir as suas funções hidráulicas. Pelos resultados obtidos verifica-se que, nos casos de estudo deste trabalho, esse parâmetro é substancialmente maior do que os obtidos por Naughton *et al.* (2001).

Este acontecimento só pode ser explicado pelo facto das características dos solos considerados nos diferentes estudos serem diferentes. Os parâmetros do solo utilizados no



método de dimensionamento são o  $c_v$  e o  $m_v$ . No que diz respeito ao primeiro, este é da mesma ordem de grandeza para os dois casos de estudo. Já  $m_v$ , é consideravelmente diferente. Assim, como o solo utilizado neste trabalho é mais compressível, é natural que os assentamentos por consolidação sejam mais elevados existindo expulsão de mais água do mesmo durante o processo de consolidação, logo a transmissividade requerida ao reforço terá que ser maior.

### 4.3. Processo construtivo

As estruturas em estudo neste trabalho têm como principal função a protecção das marinhas de sal da Ria de Aveiro, assegurando que estas não sejam inundadas pela água dos canais adjacentes. Como tal, verifica-se que estas estruturas têm como principal elemento condicionante à construção a acção da água. Por conseguinte, é necessário prever medidas para controlar o efeito provocado pela água, quer durante a construção, quer durante a vida útil do muro. Aliás, estas medidas conjugadas com a construção da estrutura do muro podem ser consideradas como as principais fases da realização deste tipo de obra.

No seguimento destas fases de realização da obra é referida a sequência normal dos trabalhos de execução destas estruturas, sendo a seguinte:

1. Instalação de estruturas de protecção contra a intrusão da água no local de implantação do muro durante a sua fase de construção (por exemplo: ensecadeiras, barreiras de terra, etc);
2. Instalação de equipamentos de drenagem (caso necessário);
3. Preparação, tratamento, reforço e/ou substituição dos solos da fundação, caso estes necessitem de melhoria de qualidades mecânicas (por exemplo: enrocamentos, estacas, substituição de solos, etc);
4. Instalação de geossintéticos sobre o solo de fundação com funções de impermeabilização (barreira de fluidos), separação e reforço (quando necessárias);
5. Execução da primeira camada de solo incluindo transporte, espalhamento e compactação do solo;
6. Realização de uma pausa entre a construção das camadas (varia com o tipo de solo e o motivo da sua consideração):
  - a) Solos finos – Realização de uma pausa para obtenção do grau de consolidação considerado no dimensionamento (esta pausa corresponde ao período mínimo de

- tempo de dissipação do excesso de pressão intersticial, T) ou para garantir que não ocorrem mecanismos de rotura durante a construção do muro;
- b) Solos granulares – pode ser considerada a realização de uma pausa para garantir, tal como para os solos finos, que não ocorrem mecanismos de rotura durante a construção do muro (por exemplo, a construção de um aterro sobre um solo de fundação fino, deve ser faseada para permitir a dissipação dos excessos de pressão intersticial, ou seja, garantir que a capacidade de carga do solo de fundação não é excedida);
7. Execução das restantes camadas de solo e reforço intervaladas da pausa referida, se necessário e/ou relevante;
8. Realização das faces dos taludes através da introdução de geossintéticos com funções de impermeabilização (barreira de fluidos) e controlo da erosão superficial (quando necessário);
9. Realização da camada de solo do coroamento do muro;
10. Remoção das medidas de protecção à execução da obra (apenas quando é garantida a estabilidade do muro).

Para a construção dos muros dimensionados para solos finos importa conhecer a dimensão das pausas referidas para a dissipação dos excessos de pressões intersticiais. Estes valores podem ser consultados na Tabela 4.8 assim como os respectivos assentamentos por consolidação obtidos através do método de Naughton *et al.* (2001). Com os valores referidos, o executante da obra pode programar a construção das várias camadas de aterro, sabendo o tempo que tem de esperar entre a realização de cada camada e sabendo a espessura adicional que deve considerar quando construir cada camada para que no fim do prazo de consolidação da última camada, o muro tenha a configuração desejada.

Assim, por exemplo para o Caso de estudo A2<sub>C1</sub>, caso onde é necessário um maior tempo de construção e onde os assentamentos verticais têm maior expressão, verifica-se que cada camada deve ser construída com um intervalo de 123 horas ( $\pm 5$  dias) e que à sua espessura deve ser acrescido um valor adicional de 37 mm. Relativamente à totalidade do muro, o tempo total de pausas entre a construção das camadas de aterro não deve ser inferior a 1477 horas ( $\pm 62$  dias) e a espessura adicional total a considerar é de 446 mm.

No que diz respeito aos muros constituídos por solos granulares, depois da consulta dos resultados obtidos na verificação dos mecanismos de rotura externa do muro, verifica-se que a tomada em consideração de tempos de pausas entre a construção das camadas de aterro

também deveria ser alvo de estudo. Este não foi realizado por ter sido detectado numa fase demasiado avançada deste trabalho, onde o tempo para a sua realização já era inexistente. De qualquer forma na secção 4.4 são descritas medidas de correcção da estabilidade externa dos muros que servem para precaver o efeito da não consideração destas pausas na construção.

Tabela 4.8. Tempo de dissipação de excessos de pressão intersticial (T) e respectivos assentamentos verticais ( $\delta_v$ )

| Caso de estudo   | $e_v$ (m) | T      |      |       |      | $\delta_v$ (mm) |       |
|------------------|-----------|--------|------|-------|------|-----------------|-------|
|                  |           | Camada |      | Total |      | Camada          | Total |
|                  |           | Horas  | Dias | Horas | Dias |                 |       |
| A2 <sub>C1</sub> | 0,5       | 123    | 5    | 1477  | 62   | 37              | 446   |
| A2 <sub>C2</sub> | 0,5       | 123    | 5    | 1162  | 48   | 37              | 404   |
|                  | 0,3       | 42     | 2    |       |      | 18              |       |
| B2 <sub>C1</sub> | 0,5       | 123    | 5    | 862   | 36   | 37              | 260   |
| B2 <sub>C2</sub> | 0,5       | 123    | 5    | 862   | 36   | 37              | 260   |

Foi referida a utilização de sistemas de impermeabilização do muro que convém esclarecer. A utilização de materiais granulares como solos de aterro levanta um problema, já que estes solos estarão, pelo menos parcialmente, submersos. Assim, estes podem ser facilmente transportados pela água e pela acção das marés, o que comprometeria a estabilidade dos muros em curtos intervalos de tempo. Logo, é essencial impedir essa erosão.

Além disso, tradicionalmente, os muros das marinhas da Ria de Aveiro, são estruturas do tipo impermeável, que mantêm o interior das marinhas livre do efeito das marés. Também por esta razão, será necessário impermeabilizar o muro. Esta questão é mais relevante para as soluções estudadas em que o material de aterro é granular.

Como foi referido anteriormente, a impermeabilização do muro, por exemplo recorrendo a geossintéticos (geomembranas ou geocompósitos bentoníticos) é uma possível solução. Note-se que, por limitações de tempo e do âmbito do trabalho essas questões não foram aqui tratadas, tendo-se partido da hipótese que essa impermeabilização seria realizada.

Para as soluções propostas em que o material de aterro é um solo fino, o próprio solo confere esse carácter impermeabilizante ao conjunto, pelo que a solução com geossintéticos não é necessária. No entanto, pode ser útil recorrer à aplicação de outras soluções na face do muro de forma a impedir a erosão superficial do mesmo.

#### **4.4. Medidas de correcção da estabilidade durante a construção**

Durante o processo de dimensionamento dos diversos casos de estudo verificou-se que para o estado de tensões totais, ou seja, condições que retratam os instantes correspondentes ao fim da execução da obra, alguns dos mecanismos de rotura averiguados não verificavam os pressupostos normalizados. Por este motivo é necessário prever a tomada de medidas que permitam suprimir os problemas de estabilidade associados a este estado de tensões. Nos parágrafos seguintes são apresentadas e justificadas essas medidas.

Há que referir que o facto de se impedir a acção do impulso da água na estrutura durante a construção e até à dissipação das pressões intersticiais já é uma grande contribuição para a supressão destes mecanismos de rotura. No entanto, são apresentadas outras medidas mais específicas para cada tipo de mecanismo.

Por exemplo para o escorregamento lateral pela base podem ser tomadas as seguintes medidas: substituição do solo de fundação por outro com maior ângulo de atrito permitindo o aumento das forças estabilizadoras provocadas pelo atrito entre os solos do muro e da fundação; e a utilização de estacas na base do muro para criar impulsos passivos estabilizadores.

Quanto à falta de capacidade de carga do solo de fundação as medidas a seguir são: a substituição do solo de fundação por um solo com melhores características mecânicas, que permita a dissipação das tensões no solo da fundação; e o uso de geossintéticos para o reforço do solo de fundação.

Por fim, para o mecanismo de rotura em que pode ocorrer escorregamento global, para além de se poder impedir a acção da água no muro podem ser reduzidos os espaçamentos verticais entre os reforços de geossintéticos utilizados na construção do muro e conjugar a sua aplicação com a realização de algumas camadas na parte da fundação do muro com o intuito de evitar possíveis superfícies de escorregamento que passem nesta zona.

Note-se que é necessário proceder à verificação da segurança associada à implementação destas soluções, de forma a garantir que elas são eficazes e suficientes para que a obra em causa seja estável.

#### **4.5. Medidas de protecção ambiental dos muros**

Os muros das marinhas de sal da Ria de Aveiro são estruturas que estão sujeitas a um ambiente agressivo. Entre os agentes mais prejudiciais para o seu comportamento encontram-

se os agentes atmosféricos (chuva e vento), a ondulação, a maré, a salinidade da água e a acção humana. A conjugação da acção destes agentes provoca a erosão superficial do solo dos taludes. Por conseguinte, conforme o grau de desenvolvimento da erosão dos taludes, é possível que a estabilidade do muro seja colocada em causa devido: ao aparecimento de roturas parciais que se podem alastrar e provocar a rotura global do muro; ao surgimento de infiltrações com resultado na mudança do regime de percolação interna do muro e no surgimento de arrastamento de partículas e alteração das condições de interacção solo-reforço.

Assim, é premente a utilização de dispositivos de controlo de erosão para evitar a acção dos agentes referidos no solo e nos reforços do muro. Entre os dispositivos encontrados na bibliografia referem-se dois grupos: o dos geossintéticos de controlo de erosão (geocélulas e geogrelhas) e o dos revestimentos superficiais de pedra aplicada “in situ” (enrocamento e gabião).

Enquanto que o grupo dos geossintéticos pode ser utilizado, principalmente, para permitir o nascimento de vegetação que posteriormente actuará como elemento de protecção contra a erosão, no caso dos revestimentos superficiais de pedra, são estes elementos que combatem a erosão do solo do talude.

São duas formas distintas de actuação contra a erosão superficial. No entanto, a que melhor se enquadra no ambiente natural da Ria de Aveiro é a que permite o crescimento de vegetação, já que assim torna-se invisível e mantém as características naturais dos muros. De qualquer forma importa ainda referir que esta solução tem de ser estudada, pois a sua realização, implica a construção de uma camada de solo, suficiente para permitir o crescimento da vegetação sobre a camada de geossintético de impermeabilização. Este geossintético potencia o aparecimento de uma superfície de escorregamento na zona de contacta com a camada de solo exterior, logo o sistema construtivo dos geossintéticos utilizados para o controlo de erosão tem de prever a supressão deste efeito. Além disso trata-se de uma carga adicional sobre a face dos taludes o que altera as condições estudadas para a análise da estabilidade externa dos mesmos.

Na Figura 4.1 são visíveis exemplos dos dispositivos referidos.



a)



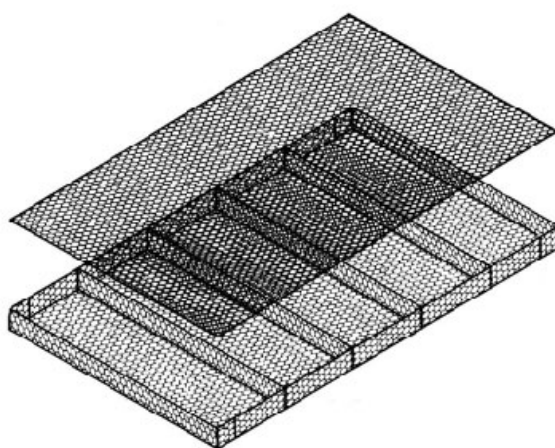
b)



c)



d)



e)

Figura 4.1. Dispositivos de controlo de erosão de taludes: a) geocélulas; b) geogrelha de protecção de vegetação plantada; c) gabião tubular; d) gabião e enrocamento; e) colchões Reno [6], [7] e [8]

## 4.6. Perfil de construção

O perfil apresentado nesta secção é um perfil com dimensões genéricas que pretende ser representativo de todos os perfis dimensionados, Figura 4.2. Nesta figura são representadas as várias camadas de reforço com espaçamento vertical  $e_v$  (que varia com o perfil dimensionado) e comprimento dos reforços igual à largura do muro (tal como obtido no processo de dimensionamento interno).

Para além dos reforços dimensionados são representados, apenas esquematicamente, os dispositivos necessários de impermeabilização e de protecção ao geossintético de impermeabilização e/ou de controlo de erosão. Note-se que estes dispositivos não foram alvo de estudo sendo apenas referidos alguns exemplos na secção 4.5 deste trabalho.

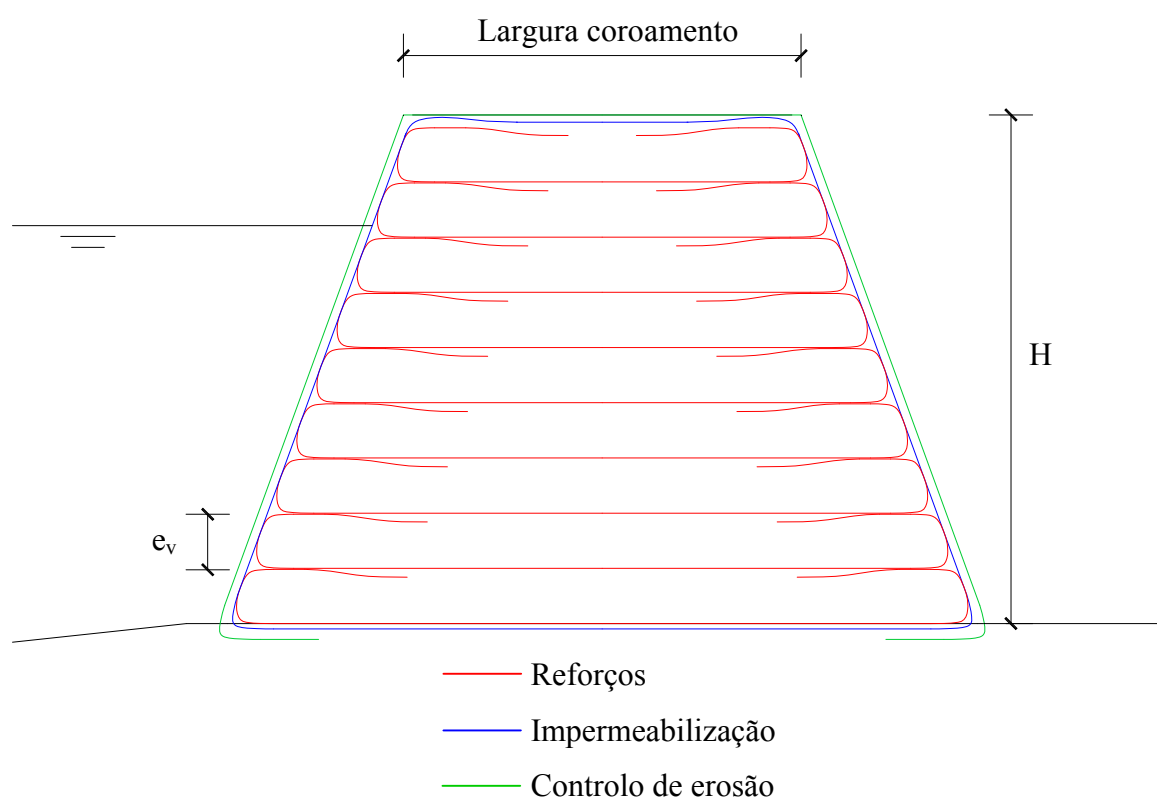


Figura 4.2. Perfil de construção

## Capítulo 5: Disposições finais

### 5.1. Conclusões

As conclusões que se podem retirar da realização deste estudo prendem-se essencialmente com questões relacionadas com: os métodos de dimensionamento interno (o número de métodos de dimensionamento existentes, a dificuldade de adaptação desses métodos a condições diferentes das consideradas no seu desenvolvimento, as suas limitações, o desenvolvimento de novos métodos e os resultados obtidos); as verificações de estabilidade externa (a comparação do comportamento do muro reforçado/não reforçado e as diferenças devidas ao tipo de estado de tensão no solo); e a verificação da funcionalidade dos muros estudados.

Relativamente aos métodos de dimensionamento interno começa-se por referir que o número de métodos encontrados para o dimensionamento interno de estruturas como os muros da Ria de Aveiro é diferente conforme o tipo de solo usado para a sua construção. No caso da utilização de solos granulares, a bibliografia é bastante abrangente, encontrando-se vários métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos para a realização do dimensionamento de reforços em geossintéticos.

No que diz respeito aos métodos para o dimensionamento de reforços a utilizar em solos finos, a sua existência é diminuta, constatando-se através da pesquisa bibliográfica que é uma questão ainda pouco estudada.

Ainda relativamente aos métodos de dimensionamento para solos finos, constatou-se que o método encontrado faz apenas o dimensionamento das características drenantes que são necessárias que os reforços possuam, de forma a garantir que a consolidação do solo fino ocorre em grande parte. Assim, é possível fazer uma análise do comportamento do muro a longo prazo, isto é, em tensões efectivas. No que diz respeito à resistência mecânica dos reforços este método é muito expedito. De facto, os autores do desenvolvimento do método, apenas sugerem a escolha e verificação das suas características de forma iterativa, até que se verifique a estabilidade do conjunto muro-reforço. Assim, este método depende muito da experiência do utilizador.

Há que referir ainda que todos os métodos encontrados foram desenvolvidos para o reforço de taludes singulares, não se encontrando nenhum método que tenha em consideração



o efeito de interacção que pode existir no caso de existirem dois taludes contíguos, ou seja, o caso dos muros em estudo.

Devido ao referido nos parágrafos anteriores em que se diz que o método utilizado para o dimensionamento de reforços para solos finos é expedito e muito dependente da experiência do utilizador, neste trabalho tentou-se adaptar o método de Jewell para este fim. Desta adaptação constatou-se que, sendo este método utilizado apenas para solos granulares, a sua utilização para um solo fino com coesão, não entra em consideração com esta parcela resistente do solo sendo os resultados condicionados por esse factor. Conclui-se ainda que a adaptação de métodos que foram desenvolvidos para condições diferentes das que se consideram no dimensionamento é acrescida de dificuldades e problemas que muitas vezes são difíceis de solucionar sem que para tal se efectuem simplificações.

No que concerne às limitações que os métodos de dimensionamento apresentam, quanto ao método de Jewell a sua aplicação apenas a solos granulares é a principal limitação que este apresenta. Note-se que este método é bastante divulgado e de aplicação alargada, pelo que é fiável, embora conservativo.

Quanto ao método descrito por Naughton *et al.* (2001) as suas principais limitações são relacionadas com o facto de este ser muito empírico na parte do dimensionamento mecânico dos reforços, de ter sido desenvolvido para a aplicação de um tipo de geossintético específico, tomando em consideração no processo de dimensionamento constantes que apenas se aplicam a este.

Para o método do Nordic Handbook a principal limitação que este apresenta está relacionada com os factores de conversão utilizados para minorar a capacidade resistente dos geossintéticos. Este método disponibiliza estes factores não permitindo a utilização dos sugeridos pelos fabricantes que teoricamente seriam mais fiáveis para cada tipo específico de geossintético que é alvo de ensaios para aferição destes factores.

Conclui-se, então que nesta área do dimensionamento de reforços em geossintéticos a utilizar para o reforço de solos finos é premente a necessidade de desenvolver novos métodos de dimensionamento, de preferência analíticos, que considerem o dimensionamento dos reforços para as várias funções que estes têm de desempenhar.

Quanto aos resultados obtidos conclui-se que estes dependem das simplificações e das adaptações realizadas durante a utilização dos métodos de dimensionamento. Na verdade as simplificações realizadas procuraram sempre garantir que se está do lado da segurança. No entanto, é possível que estas por vezes possam incrementar a segurança em demasia, provocando o aumento do desperdício e os custos associados à construção. Mesmo assim,

dentro das limitações que este estudo apresenta, pode-se dizer que os resultados estão dentro do esperado e normalmente utilizados noutro tipo de obras de reforço de solos.

Outra conclusão que se pode retirar dos resultados obtidos através do dimensionamento interno é que por vezes este processo obtém valores excessivos, caso dos comprimentos dos reforços obtidos em alguns casos de estudo. Observou-se que algumas vezes era impossível a introdução dos reforços no muro, pois estes eram maiores que a largura do muro disponível. No entanto, realizando as verificações externas para os muros em causa admitindo que o reforço tinha apenas a largura do muro (comprimento máximo exequível) constatou-se que a segurança do muro era garantida. Assim, conclui-se que é possível diminuir o comprimento dos reforços a usar utilizando, para além dos métodos de dimensionamento interno, as verificações de estabilidade externa. Note-se que estas constatações vêm, uma vez mais, reforçar a ideia de que os métodos considerados são bastante conservativos.

A conclusão que se pode obter da realização das verificações de estabilidade externa aos perfis estudados relaciona-se principalmente com o factor mais condicionante para o comportamento dos solos. Trata-se do estado de tensão a que o solo está sujeito. Assim, a longo prazo, isto é, sob condições drenadas (quando o estado de tensão do solo corresponde a um estado de tensões efectivas), em geral, não se verificam problemas de estabilidade. Pelo contrário, no caso de o estado de tensões corresponder a tensões totais, isto é, imediatamente após a construção do muro (condições não drenadas), a estabilidade externa dos muros é posta em causa. Aliás, sem medidas de estabilização adicionais não se pode considerar que a segurança dos muros esteja garantida. Logo, como seria de esperar, a situação em que a estabilidade dos muros é mais crítica corresponde ao fim da sua construção, ou seja, antes do início da consolidação dos solos e da dissipação das pressões intersticiais.

Também se conclui que, para os perfis do Caso A, a sua estabilidade quanto ao mecanismo de rotura correspondente ao escorregamento global, só é garantida devido à acção dos reforços, pois, como se nota, para o Caso A1 existem superfícies de rotura superficiais com um factor de segurança muito reduzido que surgem nas zona entre reforços. Assim, caso os reforços não existissem é natural que estas superfícies se propagassem e se tornassem mais profundas, aumentando a probabilidade de ocorrência de instabilidade no muro.

Quanto às funções que os muros têm de desempenhar conclui-se que, no que diz respeito ao muro do Caso B1 (muro existente e em funcionamento), a função de protecção da marinha não é assegurada. Pelos estudos realizados é possível afirmar-se que o muro em causa é susceptível de ser galgado, ou seja, não evita a entrada de água indesejada para o interior da marinha tendo implicações na actividade salícola nela realizada.

Nos restantes casos de estudo os perfis dimensionados foram definidos para que esta função fosse garantida. No entanto, a definição da cota de coroamento necessária para que o muro não seja galgado pode levantar entraves ao cumprimento de outras funções do muro. É o caso da função de permissão de acesso dos marnotos (salineiros de Aveiro) ao interior da marinha em condições de desempenharem as suas funções. É natural que quanto maior for a altura do muro e o ângulo dos seus taludes, maior seja a dificuldade de cumprir esta função (dificuldades na limpeza da marinha e no transporte do sal para fora da marinha). Pelas mesmas razões, também a necessidade de os muros permitirem a circulação do ar, imprescindível para a normal cristalização do sal, é afectada nestes casos de estudo. Conclui-se assim, que o efeito das dimensões do muro nas funções por este desempenhada é relevante e deve ser alvo de estudo.

Por fim, constatou-se que o reforço com geossintéticos dos muros das marinhas da Ria de Aveiro é uma área de estudo muito abrangente e ainda pouco desenvolvida. Por isso na secção 5.2 são referidas as questões que se acham pertinentes de serem estudados em desenvolvimentos futuros deste trabalho.

## **5.2. Desenvolvimentos futuros**

A realização deste trabalho centra-se apenas no estudo de soluções para o reforço dos muros das marinhas da Ria de Aveiro. No entanto, um estudo que resolva todos os problemas que estes elementos têm teria de ser muito mais abrangente e englobar as questões que vão ser referidas neste ponto. Estas questões estão relacionadas com simplificações utilizadas para este estudo ou temas que são relevantes mas que, por não se enquadrarem no dimensionamento das soluções abordadas, não foram alvo de estudo.

Passando à sua nomeação, começa-se por propor o estudo do impacto das acções hidrodinâmicas provocadas pela maré e ondulação. Neste trabalho considerou-se, para efeito de quantificação de acções provocadas pela água, que o comportamento desta era estático, não se considerando incrementos de impulsos provocados pelo movimento da água. No entanto, tratou-se de uma simplificação que deve ser alvo de estudo para permitir a validação dos resultados já obtidos.

Outra simplificação adoptada no processo de dimensionamento foi a não consideração do efeito da acção sísmica, quer para o dimensionamento interno dos reforços, quer para as verificações realizadas para aferição da estabilidade externa. Logo, tal como para o efeito

hidrodinâmico da água, estas acções também devem ser alvo de estudo para comprovação do dimensionamento realizado.

Ainda relacionado com a verificação da estabilidade externa, o facto de as estruturas reforçadas com geossintéticos não puderem ser consideradas como um único bloco, para efeitos de verificação da capacidade de carga do solo de fundação, quando a largura da zona reforçada for maior que a altura, e dado que isto se verifica muitas vezes, também deve ser alvo de estudo para se aferir o real impacto que este efeito tem na estabilidade dos muros.

Uma das dificuldades encontradas neste trabalho prende-se com a utilização de métodos de dimensionamento de reforços a utilizar em solos finos. Na realidade alguns dos métodos utilizados foram concebidos para solos granulares não considerando as propriedades reais que os solos finos dispõem. Assim, uma área de estudo a considerar é a adaptação de métodos de dimensionamento de reforços em geossintéticos já existentes para solos granulares, de forma a permitir a sua aplicação a solos finos. Para além da adaptação dos métodos existentes poderia pensar-se no desenvolvimento de um novo método para este tipo de solos (métodos mais analíticos em que a experiência e a sensibilidade do operador não sejam preponderantes).

Também o estudo de novas soluções de reforço (utilização de terra armada, sacos de geossintéticos e micro-reforços com fibras de geossintéticos) pode ser considerado como uma área importante para o seguimento dos estudos realizados sobre estas estruturas. Na realidade este estudo, complementado com a análise económica dos já existentes, permitiria a comparação entre soluções de reforço, o que seria uma mais valia para o caso de surgirem oportunidades de reabilitação ou construção de algum dos muros das marinhas da Ria.

Para além do reforço dos muros, uma questão importante está relacionada com a sua protecção contra agentes danificadores externos. Esta questão é extremamente importante pelo que deve ser alvo de um estudo aprofundado prevendo o aperfeiçoamento das soluções existentes e o desenvolvimento de novas soluções.

Outra questão relevante que deveria ser alvo de estudo está relacionada com as funções que os muros devem desempenhar. Assim, e como a principal condicionante para a sua funcionalidade é a sua geometria, o seu efeito deve ser alvo de estudo para que se possam propor melhoramentos na sua configuração com o intuito de, por exemplo, este permitir facilitar o acesso às marinhas por parte dos marnotos e permitir garantir que não existe entrada de água nas marinha.

As considerações já realizadas referem-se a estudos a realizar relacionados com o dimensionamento e desenvolvimento de novas soluções de reforço. Nos próximos parágrafos

são referidos estudos que podem interessar desenvolver no âmbito da fase de construção e utilização das estruturas.

Logo o estudo de técnicas de construção existentes e o desenvolvimento de novas técnicas que permitam a construção de forma mais rápida, fácil e económica é um estudo a realizar por forma a permitir saber se as soluções dimensionadas são aplicáveis aos muros em estudo e nas condições existentes na zona de intervenção.

Por fim, a realização e monitorização de um trecho experimental seria uma boa oportunidade para estudar as várias soluções propostas e dimensionadas, conseguindo-se assim aferir a qualidade dos resultados obtidos.

## Referências Bibliográficas

- AMRIA (2004). Ria Viva Ria de Aveiro. AMRIA – Associação de Municípios da Ria, Aveiro, p170, ISBN: 972-9071-76-4.
- Bardet, J. P. (1997). Experimental Soil Mechanics. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, p583, ISBN: 0-13-374935-5.
- Bowles, J. E. (1996). Foundations: analysis and design. 6th Edition McGraw-Hill Inc: Civil Engineering Series, Singapore.
- Bonito, F. A. B (2008). Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro, Aveiro. p422.
- BS 1377:1975. British Standard: Methods of test for soils for civil engineering purposes.
- Cardoso, C. (2008). Reconhecimento e caracterização de maciços por ensaios de campo. Texto de apoio para a disciplina de Fundações e Estruturas de Suporte (4º ano) do Mestrado em Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.
- Castro, J. (1945). Estudos Etnográficos – Aveiro: Marnotos e Embarcações Fluviais. Vol. 4: Instituto para a Alta Cultura.
- Christopher, B. R., Zornberg, J.G. e Mitchell, J.K. (1998). Design guidance for reinforced soil structures with marginal soil backfills. Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia, USA, Vol. 2, pp797-804.
- Clancy, J. e Naughton, P.J. (2008). Design of steep slopes using fine grained fills and novel multifunctional geocomposites. Proceedings of the Fourth European Conference of Geosynthetics, Edinburgh, Scotland, CD-ROM, Paper number 131.

Coelho, C., Cardoso, C. e Dias, J. M. (2008). Os muros das marinhas de sal de Aveiro. Relatório final do programa de investigação INTERREG IIIB, Projecto SAL – Sal do Atlântico, Acção 6b – Protótipo de recuperação dos muros das marinhas. Universidade de Aveiro. p46.

EN 1990: 2002 E. Eurocode: Basis of structural design.

EN 1997-1: 2004 E. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules.

EN ISO 10318:2005, Geosynthetics. Terms and definitions.

EN ISO 10722: 2007. Geosynthetics. Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading. Damage caused by granular material.

EN ISO 13431: 1999. Geotextiles and geotextile-related products – Determination of tensile creep and tensile creep rupture behaviour.

Gomes, L.M.F. (1992). Zonamento geotécnico da área urbana e suburbana de Aveiro. Tese de Doutoramento em Geologia da Engenharia. Universidade de Aveiro. Vol. 1, p531.

Head, K. H. (1980). Manual of soil Laboratory Testing. Pentech Press, London, Vol. 1, p339.

Holman, R. A. (1986). Extreme Value Statistic for Wave Run-up on a Natural Beach, Coastal Engineering, nº. 9, pp527-544.

ISO/TS 17892-4:2004(E). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle size distribution.

ISO/TS 17892-5:2004(E). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 5: Incremental loading oedometer test.

ISO/TS 17892-9:2004(E). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water-saturated soils.

ISO/TS 17892-10:2004(E). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil  
- Part 10: Direct shear tests.

ISO/TS 17892-12:2004(E). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil  
- Part 12: Determination of Atterberg limits.

Jewell, R.A. (1996). Soil Reinforcement with geotextiles. Special Publication 123 CIRIA.  
p332.

Jornal Beira Vouga (2007). Notícia: “Foi constituída a Associação de Produtores e Marnotos  
da Ria de Aveiro e a Fena.Sal”. Edição online do Jornal Beira Vouga, 1 de Agosto de  
2007, [http://www.jornalbeiravouga.com/news/index2.php?option=com\\_content&do\\_pdf=1&id=64](http://www.jornalbeiravouga.com/news/index2.php?option=com_content&do_pdf=1&id=64) (consultado em 2009/02)

Kempton, G.T., Jones, C.J.F.P., Jewell, R.A. e Naughton, P.J. (2000). Construction of slopes  
using cohesive fills and a new innovative geosynthetic material. Proceedings of the 2nd  
European Conference on Geosynthetics, Bologna, Italy, Vol. 2, pp825-828.

Koerner, R.M. (1998). Designing with geosynthetics, Prentice Hall, Upper Saddle River, New  
Jersey, 4th edition. p761.

Lopes, M.L. (1992). Muros reforçados com geossintéticos. Dissertação para Doutoramento  
em Engenharia Civil na FEUP, Porto.

Lopes, M.L. (2000). Metodologias de dimensionamento de taludes reforçados com  
geossintéticos. Texto de apoio para a disciplina de Aplicação de Geossintéticos em  
Engenharia Civil (5º ano, opção livre) da Licenciatura em Engenharia Civil da FEUP.

Matos Fernandes, M. (1995). Mecânica dos solos, Vol. 2, FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. (2006). Mecânica dos solos. Vol 1: Conceitos e princípios  
fundamentais, FEUP Edições, Porto. p451.



Mendonça, A. A. M. (2004). Estudo do comportamento de estruturas reforçadas com geogrelhas. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. FEUP, Porto. p348.

Ministry of Environment, Physical Planning and Public Works (1987). Embankments on Soft Clays – Special Publication Bulletin of the Public Works Research Center, Athens, Greece. pp356.

Naughton, P.J. (2009). Comunicação pessoal (e-mail de 2009/5/19)

Naughton, P.J. e Kempton, G.T. (2004). Construction of steep slopes using cohesive fill and an innovative geogrid, International Conference on Geosynthetic and Geoenvironmental Engineering (ICGGE), Bombay, Índia.

Naughton, P.J., Jewell, R.A. e Kempton, G.T. (2001). The design of steep slopes constructed from cohesive fills and a geogrid. Landmarks in Earth reinforcement, IS Kyushu, Japan.

NP EN ISO 10319: 2005. Geotêxteis. Ensaio de tracção em tiras largas.

NP EN ISO 12957-1: 2007. Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 1: Ensaio de corte directo.

NP EN ISO 12957-2: 2007. Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 2: Ensaio em plano inclinado.

NP EN ISO 12958: 2005. Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da capacidade de escoamento no seu plano.

NP EN 13738: 2007. Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao arranque no solo.

Pereira, C. (2007). Muros das Marinhas do Salgado de Aveiro. Relatório de projecto em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro, Aveiro. p94.

- Pereira, C. e Coelho, C. (2007). Muros das Marinhas do Salgado de Aveiro; Terra em Seminário 2007, Actas do V Seminário Arquitectura de Terra em Portugal, Aveiro, pp108-111, ISBN: 978-972-8479-49-7.
- Pinho-Lopes, M.J.F. (2006). Estudo de coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. FEUP, Porto. p765.
- Pinho-Lopes, M.J.F. e Lopes, M.L. (1999). Mecanismos de Interação Solo-Geogrelhas – Papel da Granulometria do Solo e das Barras Transversais do Reforço, Revista Geotecnia, Novembro de 1999, nº 87, pp5-32.
- Pinho-Lopes, M.J.F. e Lopes, M.L. (2008). A Durabilidade dos Geossintéticos. FEUP Edições. p213. (em publicação).
- Rogbeck, Y., Alén, C., Franzén, G., Kjeld, A., Odén, K., Rathmayer, H., Want A. e Oiseth, E. (2002). Nordic Handbook – Reinforced soils and fills, Nordic Geosynthetic Group (NGG), p203 (versão draft de 20/12/2002).
- RSA (1983) Regulamento de Segurança e Acções para Estrutural de Edifícios e Pontes, aprovado pelo Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio. P96.
- Tatsuoka, F., Murata, O., Tateyama, M., Nakamura, K., Tamura, Y., Ling, H.I., Iwasaki, K., e Yamauchi, H. (1990). Reinforcing steep clay slopes with a non-woven geotextile. Performance of reinforced soil structures, Thomas Telford Ltd., pp141-146.
- Vieira, M. (1951). Sal Comum – A Técnica das Marinhas. Livraria Sá da Costa.
- Zornberg, J.G., e Mitchell, J.K. (1994). Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interactions and functions. Geosynthetics International, Vol. 1, nº. 2, pp103-148.

**Internet:**

- [1] <http://www.transportation.org> (Endereço electrónico da ASSHTO)
- [2] <http://www.tencate.com> (Endereço electrónico da TenCate)
- [3] <http://www.terram.com> (Endereço electrónico da Terram)
- [4] Google Earth 29 de Dezembro de 2008
- [5] <http://www.hidrografico.pt/previsao-mares.php> (Endereço electrónico do Instituto Hidrográfico para previsão de marés)
- [6] <http://www.maccaferri.pt> (Endereço electrónico da Maccaferri)
- [7] <http://www.nortene.com.br> (Endereço electrónico da Nortème)
- [8] <http://www.tenax.net> (Endereço electrónico da Tenax)

## **Anexo A: ENSAIOS LABORATORIAIS**

### **A.1. Procedimento dos ensaios**

#### **A.1.1. Granulometria**

A obtenção da curva granulométrica de um solo é diferente caso se trate de um solo granular ou de um solo fino (argiloso). Para solos granulares, a realização de um processo de peneiração é suficiente para obter as percentagens das partículas que se situam num determinado intervalo de dimensão. No caso dos solos finos, o processo a realizar é feito em duas partes. A primeira, para partículas superiores à dimensão das aberturas do peneiro nº 200 (0,074mm), é feita por peneiração através da série de peneiros da ASTM International, enquanto que a segunda, para partículas inferiores à dimensão das aberturas do peneiro nº 200 (0,074mm), é feita por sedimentação.

No caso em estudo, o solo a tratar é fino. O procedimento utilizado é:

1. Secar a amostra de solo em estufa;
2. Desflocular o solo seco;
3. Lavar o solo no peneiro de lavagem nº 200;
4. Secar as duas partes obtidas da lavagem;
5. Peneirar a massa de solo que não passa no peneiro nº 200;
6. Realizar o sedigraph à massa de solo que passa no peneiro nº 200.

Deste procedimento são obtidas as massas de solo que ficam retidas em cada intervalo de dimensão pré-definido. Através destas são obtidas as percentagens equivalentes e compiladas no gráfico de granulometria do solo.

A realização deste ensaio segue as especificações sugeridas pela norma ISO/TS 17892-4:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil -Part 4: Determination of particle size distribution.

#### **A.1.2. Teor em água**

O procedimento utilizado para a determinação do teor em água consiste em:

1. Pesar a cápsula de ensaio;
2. Pesar o solo com as características que tinha “in situ” (W);
3. Pesar o mesmo solo após secagem em estufa ( $W_s$ ).

A diferença entre os dois pesos é igual ao peso da água ( $W_w$ ). O teor de água,  $w$ , é determinado a partir da Equação A.1.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (\text{A.1})$$

### A.1.3. Peso Volúmico

Para a obtenção do peso volúmico das amostras de solo colhidas recorreu-se ao processo descrito por (Bardet, 1997) para solos coesivos. O procedimento é composto pelos seguintes passos:

1. Escolher a amostra de solo natural e envolve-la com fio de massa desprezável;
2. Pesar a amostra ( $W$ );
3. Envolver a amostra em parafina derretida previamente e pesar ao ar ( $W_{\text{par}}$ );
4. Pesar a amostra parafinada dentro de água ( $W_I$ ).

Com os pesos obtidos e através da Equação A.2, obtém-se o peso volúmico da amostra no estado natural ( $\gamma_w$  - peso volúmico da água  $9,81 \text{ kN/m}^3$  e  $\gamma_{\text{par}}$  - peso volúmico da parafina igual a  $9,32 \text{ kN/m}^3$ ).

$$\gamma = \gamma_w \frac{W}{W_{\text{par}} - W_I - \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_{\text{par}}} \right) (W_{\text{par}} - W)} \quad (\text{A.2})$$

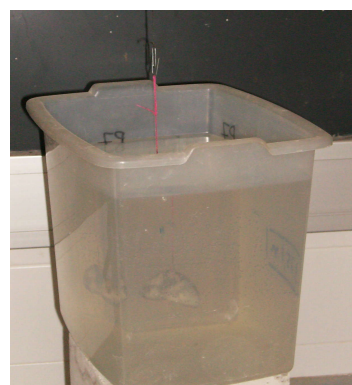
Os diferentes passo são exemplificadas na Figura A.1.



a)



b)



c)

Figura A.1 Procedimento para obtenção do peso volúmico: a) Passo 1 e 2; b) Passo 3; c) Passo 4

### A.1.4. Limites de Atterberg

#### A.1.4.1. Limite de Liquidez

Para a obtenção do limite de liquidez do solo foi utilizado o Cone Penetrometer Method normalizado pela British Standard (BS 1377:1975, Test 2 (A)), descrito por (Head, 1980). Em linhas gerais, o ensaio consiste em obter a penetração do cone normalizado nas amostras do solo, nas quais varia o teor em água. Com estes valores é possível obter um gráfico como o demonstrado na Figura A.2 que relaciona os dois parâmetros. O limite de liquidez é igual ao teor em água a que no gráfico corresponde 20 mm de penetração.

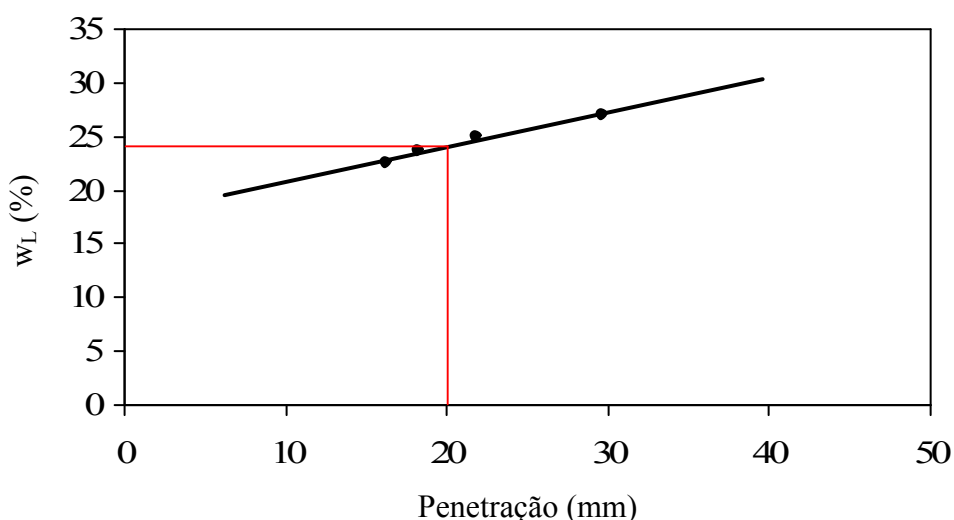


Figura A.2 Gráfico para a obtenção do limite de liquidez

O procedimento a usar para a obtenção do limite de liquidez é o seguinte (Figura A.3):

1. Secar a amostra e passar no peneiro nº 40 para retirar as partículas de maiores dimensões;
2. Adicionar água até obter liquidez que permita a penetração desejada;
3. Encher a forma com solo;
4. Realizar a penetração com o Cone Penetrômetro;
5. Colher uma amostra do solo para obtenção do teor em água;
6. Repetir os pontos anteriores para mais três teores em água superiores.

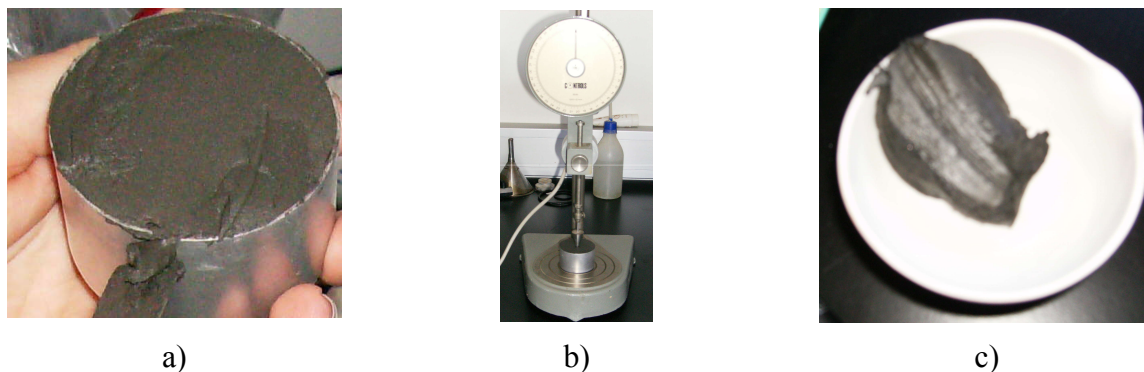


Figura A.3 Procedimento para obtenção do limite de liquidez: a) Passo 3; b) Passo 4; c) Passo 5

#### A.1.4.2. Limite de Plasticidade

Para a determinação do limite de plasticidade das várias amostras de solo foi utilizado o procedimento descrito por (Bardet, 1997) que consiste em (Figura A.4):

1. Secar a amostra e passar no peneiro nº 40 para retirar as partículas de maiores dimensões;
2. Adicionar água até obter a plasticidade desejada (tendo em conta que o solo não se deve pegar aos dedos);
3. Realizar uma bola de solo de 1 a 2 cm de diâmetro;
4. Realizar um rolo com 3 mm de diâmetro (caso os rolos apresentem fissuração elevada ou não apresentem continuidade repetir o processo anterior com outro teor em água);
5. Recolher amostras para obtenção do teor em água;
6. Repetir o processo para nova amostra e comparar valores (caso exista uma variação maior que 5 % no limite de plasticidade realizar nova amostragem).



Figura A.4 Procedimento para obtenção do limite de plasticidade

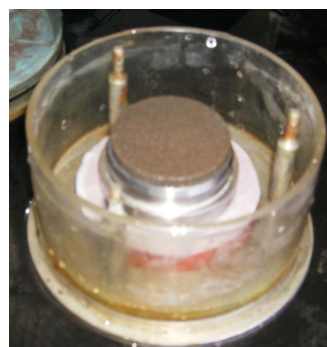
### A.1.5. Ensaio Edométrico

A realização do ensaio edométrico implica duas fases distintas. A primeira, que consiste na montagem do equipamento e acomodação da amostra na cápsula de ensaio, tem o procedimento seguinte (Figura A.5):

1. Pesar anel de confinamento da amostra;
2. Tratar a amostra, encher o anel de confinamento e pesar o conjunto;
3. Introduzir pedra porosa no fundo da cápsula de ensaio, seguida de papel de filtro, anel com a amostra, papel de filtro e de nova pedra porosa;
4. Introduzir a peça de aprisionamento do anel na cápsula e a peça de transferência de carga do braço do edômetro;
5. Encher a cápsula com água;
6. Instalar a cápsula no edômetro e ajustar o deflectómetro.



a)



b)



c)



d)

Figura A.5 Montagem do edômetro: a) Passo 2; b) Passo 3; c) Passo 4; d) Passo 6

A segunda fase é constituída pela aplicação dos carregamentos e leitura dos deslocamentos por estes impostos. O ciclo de carregamento usado é o seguinte: 6, 12, 25, 50, 100, 50, 25, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 800, 200, 50, 12 e 6 kPa. A leitura dos deslocamentos é realizada, em cada carregamento, em intervalos de tempo crescentes,



começando com intervalos de poucos segundos e acabando com intervalos de algumas horas. A realização deste ensaio segue as especificações sugeridas pela norma ISO/TS 17892-5:2004 (E) Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil -Part 5: Incremental loading oedometer test.

#### A.1.6. Ensaio Corte directo

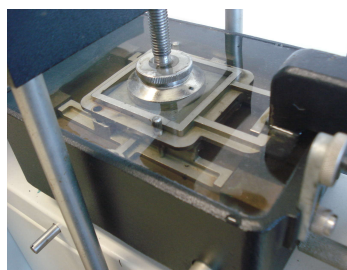
O procedimento para a realização dos ensaios de corte directo às amostras de solo seleccionadas como mais representativas consiste em:

1. Preparar a amostra de solo e colocá-la na caixa de corte (amostra entre duas chapas porosas e imersa em água);
2. Montar deflectómetros para medição dos deslocamentos normais e tangenciais e montar anel dinamométrico para medição das forças tangenciais aplicadas na caixa;
3. Aplicar carga para obter a consolidação primária da amostra;
4. Aplicar força com velocidade constante e medir deslocamentos e força infringida no solo.

Na Figura A.6 são ilustrados os passos de montagem e utilização da máquina de ensaio de corte directo.



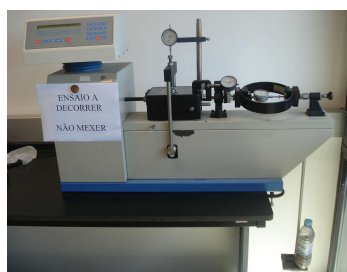
a)



b)



c)



d)

Figura A.6 Procedimento do ensaio de corte directo: a) Ponto 1; b) Ponto 1; c) Ponto 2; d) Ponto 3 e 4

### A.1.7. Classificação de solos

A classificação dos solos recolhidos “in situ” foi realizada recorrendo a dois tipos de metodologias. Estas são a classificação Unificada, consultada em Matos Fernandes (2006) e a classificação da American Association of State Highway AASHTO [1].

## A.2. Tratamento de Dados

### A.2.1. Granulometria

Na Tabela A.1 são apresentadas as percentagens de partículas passadas acumuladas para os diferentes diâmetros considerados na análise granulométrica. É de referir que as percentagens obtidas até ao diâmetro 0,075 mm foram obtidas por peneiração e as restantes através de um processo de sedimentação. Compilando esta informação graficamente obtém-se o gráfico da Figura A.7 em que se pode observar as curvas de granulometria das várias amostras de solo.

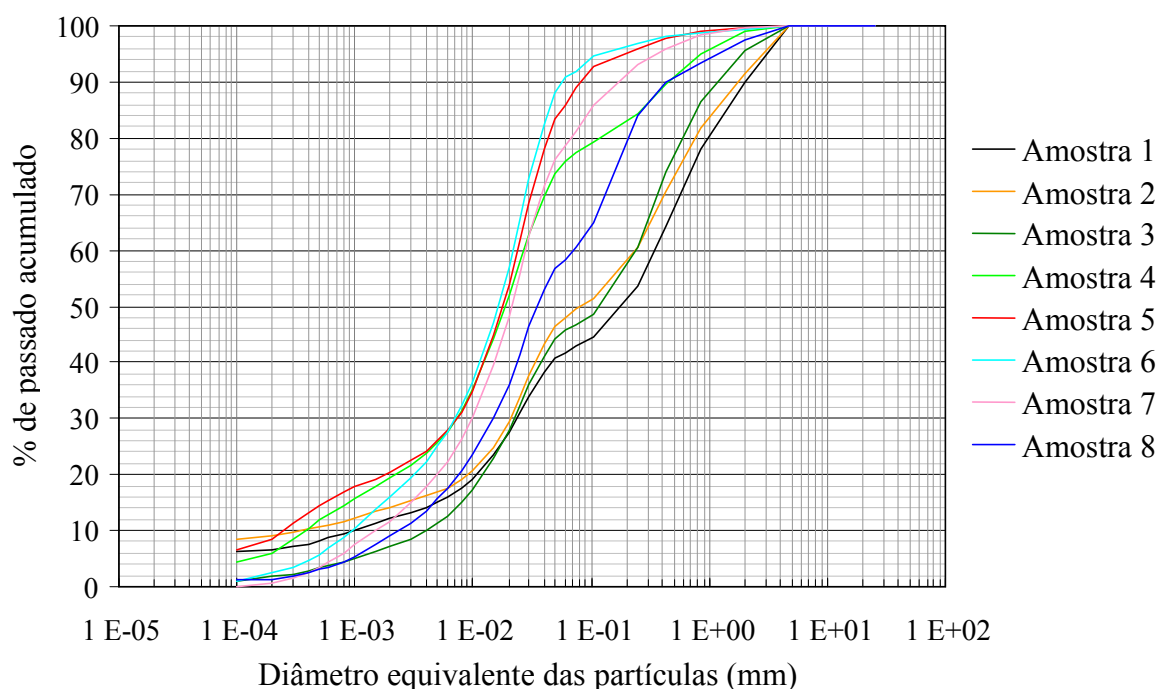


Figura A.7 Curvas de granulometria das amostras do solo

Tabela A.1 Percentagem de partículas passadas acumuladas para os diferentes diâmetros

| Diâmetro<br>(mm) | % de passado acumulado |           |           |           |           |           |           |           |
|------------------|------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|                  | Amostra 1              | Amostra 2 | Amostra 3 | Amostra 4 | Amostra 5 | Amostra 6 | Amostra 7 | Amostra 8 |
| 25,40            | 100,0                  | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     |
| 19,00            | 100,0                  | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     |
| 12,70            | 100,0                  | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     |
| 9,51             | 100,0                  | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     |
| 4,76             | 100,0                  | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     | 100,0     |
| 2,00             | 90,0                   | 91,7      | 95,5      | 99,0      | 99,8      | 99,5      | 99,8      | 97,6      |
| 0,850            | 77,9                   | 81,7      | 86,4      | 94,8      | 99,1      | 98,9      | 98,5      | 93,5      |
| 0,425            | 64,2                   | 70,6      | 73,9      | 89,6      | 97,7      | 98,0      | 96,0      | 90,1      |
| 0,250            | 53,5                   | 60,4      | 60,4      | 84,2      | 95,9      | 97,0      | 93,0      | 84,0      |
| 0,106            | 44,6                   | 51,4      | 48,5      | 79,2      | 92,9      | 94,8      | 85,7      | 64,7      |
| 0,075            | 42,8                   | 49,5      | 46,6      | 77,4      | 89,0      | 92,0      | 81,2      | 60,4      |
| 0,0600           | 41,8                   | 48,0      | 45,7      | 75,9      | 85,9      | 90,9      | 78,7      | 58,3      |
| 0,0500           | 40,6                   | 46,3      | 44,2      | 73,7      | 83,2      | 88,1      | 76,3      | 56,6      |
| 0,0400           | 38,3                   | 43,2      | 41,2      | 69,5      | 77,9      | 82,6      | 71,4      | 53,0      |
| 0,0300           | 34,0                   | 37,6      | 36,0      | 62,6      | 68,5      | 72,6      | 62,4      | 46,2      |
| 0,0250           | 31,0                   | 33,8      | 32,3      | 57,9      | 61,9      | 65,6      | 55,9      | 41,5      |
| 0,0200           | 27,5                   | 29,4      | 27,9      | 52,0      | 54,0      | 57,0      | 48,2      | 36,0      |
| 0,0150           | 23,4                   | 24,9      | 22,9      | 44,1      | 44,7      | 47,0      | 39,6      | 30,0      |
| 0,0100           | 19,1                   | 20,7      | 17,4      | 35,0      | 34,6      | 36,3      | 30,1      | 23,6      |
| 0,0080           | 17,5                   | 19,0      | 15,1      | 31,3      | 31,1      | 32,2      | 26,2      | 20,7      |
| 0,0060           | 15,9                   | 17,6      | 12,7      | 27,7      | 27,8      | 27,7      | 22,1      | 17,5      |
| 0,0050           | 15,1                   | 17,0      | 11,4      | 25,8      | 26,0      | 25,2      | 20,0      | 15,6      |
| 0,0040           | 14,2                   | 16,3      | 10,1      | 23,7      | 24,2      | 22,3      | 17,8      | 13,5      |
| 0,0030           | 13,2                   | 15,4      | 8,6       | 21,7      | 22,5      | 19,5      | 15,0      | 11,3      |
| 0,0020           | 12,1                   | 14,2      | 7,1       | 19,4      | 20,3      | 16,1      | 11,6      | 9,0       |
| 0,0015           | 11,3                   | 13,4      | 6,2       | 17,8      | 19,2      | 13,8      | 9,9       | 7,4       |
| 0,0010           | 10,2                   | 12,1      | 5,1       | 15,6      | 17,8      | 10,4      | 7,6       | 5,4       |
| 0,0008           | 9,5                    | 11,6      | 4,5       | 14,4      | 16,8      | 8,7       | 6,1       | 4,5       |
| 0,0006           | 8,7                    | 11,0      | 3,9       | 13,0      | 15,4      | 6,8       | 4,2       | 3,5       |
| 0,0005           | 8,1                    | 10,7      | 3,4       | 11,9      | 14,5      | 5,7       | 3,4       | 3,0       |
| 0,0004           | 7,6                    | 10,2      | 2,8       | 10,4      | 13,3      | 4,6       | 2,6       | 2,5       |
| 0,0003           | 7,1                    | 9,7       | 2,1       | 8,5       | 11,3      | 3,4       | 1,6       | 2,0       |
| 0,0002           | 6,6                    | 9,0       | 1,8       | 5,9       | 8,5       | 2,4       | 0,5       | 1,2       |
| 0,0001           | 6,1                    | 8,3       | 1,0       | 4,4       | 6,7       | 1,1       | 0,0       | 1,1       |

### A.2.2. Teor em água

Os teores em água obtidos em laboratório foram obtidos através da relação entre as massas apresentadas na Tabela A.2, sendo o valor de teor em água correspondente a cada amostra, o que é referido na mesma tabela como  $w_{\text{médio}}$ .

Tabela A.2 Tratamento de dados para obtenção do teor em água

| Profundidade (m) | Amostra | Cápsula | Massa Cápsula (g) | Massa Cápsula + Solo húmido (g) | Massa Cápsula + Solo seco (g) | w (%) | $w_{\text{médio}}$ (%) |
|------------------|---------|---------|-------------------|---------------------------------|-------------------------------|-------|------------------------|
| 0,20             | 1       | 1.1     | 13,00             | 28,10                           | 26,33                         | 13    | 13                     |
|                  |         | 1.2     | 12,87             | 27,60                           | 25,87                         | 13    |                        |
|                  |         | 1.3     | 12,91             | 27,09                           | 25,53                         | 12    |                        |
| 1,00             | 2       | 2.1     | 13,27             | 29,17                           | 27,11                         | 15    | 15                     |
|                  |         | 2.2     | 14,17             | 36,22                           | 33,40                         | 15    |                        |
|                  |         | 2.3     | 18,72             | 40,88                           | 38,00                         | 15    |                        |
| 1,75             | 3       | 3.1     | 4,84              | 31,18                           | 27,39                         | 17    | 17                     |
|                  |         | 3.2     | 4,85              | 36,67                           | 31,94                         | 17    |                        |
|                  |         | 3.3     | 4,85              | 38,19                           | 33,26                         | 17    |                        |
| 2,50             | 4       | 4.1     | 4,87              | 32,93                           | 27,70                         | 23    | 23                     |
|                  |         | 4.2     | 4,84              | 27,94                           | 23,67                         | 23    |                        |
|                  |         | 4.3     | 4,86              | 34,20                           | 28,59                         | 24    |                        |
| 3,25             | 5       | 5.1     | 15,84             | 34,93                           | 28,54                         | 50    | 49                     |
|                  |         | 5.2     | 15,24             | 39,74                           | 31,39                         | 52    |                        |
|                  |         | 5.3     | 15,55             | 36,25                           | 29,75                         | 46    |                        |
| 4,00             | 6       | 6.1     | 29,01             | 55,82                           | 46,85                         | 50    | 52                     |
|                  |         | 6.2     | 49,61             | 94,84                           | 79,24                         | 53    |                        |
|                  |         | 6.3     | 46,17             | 89,49                           | 74,43                         | 53    |                        |
| 4,75             | 7       | 7.1     | 13,20             | 27,87                           | 22,88                         | 52    | 49                     |
|                  |         | 7.2     | 19,40             | 39,69                           | 33,19                         | 47    |                        |
|                  |         | 7.3     | 18,74             | 38,33                           | 32,08                         | 47    |                        |
| 5,50             | 8       | 8.1     | 85,61             | 124,11                          | 110,42                        | 55    | 59                     |
|                  |         | 8.2     | 77,91             | 124,12                          | 107,16                        | 58    |                        |
|                  |         | 8.3     | 78,47             | 118,46                          | 102,90                        | 64    |                        |

### A.2.3. Peso Volúmico

Na Tabela A.3 são apresentados os valores obtidos para o peso volúmico das várias amostras de solo. Este parâmetro foi obtido pelo método da parafina, logo é necessário que a amostra apresente uma “estrutura” que permita a realização do ensaio. No caso das amostras 1 e 2 estas não permitiam a realização do ensaio, facto pelo qual não são apresentados valores para o seu peso volúmico.

Tabela A.3 Tratamento de dados para obtenção do peso volúmico natural e peso volúmico seco

| Profundidade (m) | Amostra | Massa solo W (g) | Massa solo + parafina $W_{par}$ (g) | Massa solo + parafina imersa $W_I$ (g) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{médio}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) |
|------------------|---------|------------------|-------------------------------------|--|-------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
| 0,20             | 1       | 1.1              | -                                   | -                                      | -                             |                                       |                                 |
|                  |         | 1.2              | -                                   | -                                      | -                             | -                                     | -                               |
|                  |         | 1.3              | -                                   | -                                      | -                             |                                       |                                 |
| 1,00             | 2       | 2.1              | -                                   | -                                      | -                             |                                       |                                 |
|                  |         | 2.2              | -                                   | -                                      | -                             | -                                     | -                               |
|                  |         | 2.3              | -                                   | -                                      | -                             |                                       |                                 |
| 1,75             | 3       | 3.1              | 42,4                                | 50,2                                   | 20,4                          | 19,3                                  |                                 |
|                  |         | 3.2              | 34,5                                | 39,3                                   | 16,4                          | 19,0                                  | 19,2                            |
|                  |         | 3.3              | 57,3                                | 62,0                                   | 27,9                          | 19,3                                  | 18,8                            |
| 2,50             | 4       | 4.1              | 34,3                                | 41,6                                   | 14,5                          | 17,3                                  |                                 |
|                  |         | 4.2              | 38,4                                | 50,2                                   | 15,5                          | 16,9                                  | 17,0                            |
|                  |         | 4.3              | 44,7                                | 50,4                                   | 18,4                          | 16,9                                  | 16,7                            |
| 3,25             | 5       | 5.1              | 46,8                                | 54,0                                   | 18,6                          | 16,5                                  |                                 |
|                  |         | 5.2              | 42,7                                | 47,5                                   | 16,7                          | 16,3                                  | 16,4                            |
|                  |         | 5.3              | 39,5                                | 44,5                                   | 15,5                          | 16,3                                  | 15,6                            |
| 4,00             | 6       | 6.1              | 49,5                                | 58,7                                   | 18,6                          | 16,0                                  |                                 |
|                  |         | 6.2              | 42,8                                | 49,0                                   | 16,3                          | 16,0                                  | 15,8                            |
|                  |         | 6.3              | 41,6                                | 49,8                                   | 14,7                          | 15,4                                  | 15,0                            |
| 4,75             | 7       | 7.1              | 28,8                                | 35,5                                   | 10,3                          | 15,6                                  |                                 |
|                  |         | 7.2              | 42,4                                | 52,3                                   | 15,8                          | 15,9                                  | 16,0                            |
|                  |         | 7.3              | 38,6                                | 56,3                                   | 14,7                          | 16,5                                  | 15,3                            |
| 5,50             | 8       | 8.1              | 36,8                                | 41,8                                   | 14,4                          | 16,3                                  |                                 |
|                  |         | 8.2              | 34,5                                | 38,9                                   | 12,9                          | 15,8                                  | 16,0                            |
|                  |         | 8.3              | 42,7                                | 50,2                                   | 15,7                          | 15,7                                  | 15,1                            |

## A.2.4. Limites de Atterberg

### A.2.4.1. Limite de Liquidez

Quanto ao limite de liquidez, os dados obtidos através do ensaio do cone penetrómetro foram alvo do estudo já descrito na secção A.1.4.1 sendo os resultados alcançados os referidos na Tabela A.4.

Tabela A.4 Tratamento de dados para obtenção do Limite de Liquidez

| Profundidade (m) | Amostra | Massa cápsula (g) | Massa cápsula + solo húmido (g) | Massa cápsula + solo seco (g) | w <sub>L</sub> (%) | Penetração (mm) | w <sub>L</sub> (%) para penetração de 20 mm |
|------------------|---------|-------------------|---------------------------------|-------------------------------|--------------------|-----------------|---|
| 0,20             | 1       | 1.1               | -                               | -                             | -                  | -               | -   |
|                  |         | 1.2               | -                               | -                             | -                  | -               |   |
|                  |         | 1.3               | -                               | -                             | -                  | -               |   |
| 1,00             | 2       | 2.1               | -                               | -                             | -                  | -               | -   |
|                  |         | 2.2               | -                               | -                             | -                  | -               |   |
|                  |         | 2.3               | -                               | -                             | -                  | -               |   |
| 1,75             | 3       | 3.1               | 18,69                           | 49,59                         | 22,47              | 16,20           | 24,01                                       |
|                  |         | 3.2               | 4,82                            | 19,82                         | 16,96              | 23,56           |   |
|                  |         | 3.3               | 4,80                            | 19,05                         | 16,21              | 24,89           |   |
|                  |         | 3.4               | 12,99                           | 26,16                         | 23,36              | 27,00           |   |
| 2,50             | 4       | 4.1               | 4,85                            | 24,64                         | 19,88              | 31,67           | 35,31                                       |
|                  |         | 4.2               | 4,83                            | 20,93                         | 16,80              | 34,50           |   |
|                  |         | 4.3               | 4,83                            | 22,08                         | 17,53              | 35,83           |   |
|                  |         | 4.4               | 4,87                            | 20,20                         | 15,92              | 38,73           |   |
| 3,25             | 5       | 5.1               | 15,84                           | 34,05                         | 27,89              | 51,12           | 56,63                                       |
|                  |         | 5.2               | 15,23                           | 29,22                         | 24,41              | 52,40           |   |
|                  |         | 5.3               | 15,53                           | 28,74                         | 23,94              | 57,07           |   |
|                  |         | 5.4               | 12,88                           | 23,75                         | 19,56              | 62,72           |   |
| 4,00             | 6       | 6.1               | 28,97                           | 43,51                         | 38,22              | 57,19           | 66,22                                       |
|                  |         | 6.2               | 49,58                           | 68,15                         | 61,24              | 59,26           |   |
|                  |         | 6.3               | 46,14                           | 76,14                         | 64,05              | 67,50           |   |
|                  |         | 6.4               | 12,86                           | 29,77                         | 22,78              | 70,46           |   |
| 4,75             | 7       | 7.1               | 13,19                           | 28,10                         | 22,79              | 55,31           | 60,31                                       |
|                  |         | 7.2               | 19,39                           | 38,30                         | 31,36              | 57,98           |   |
|                  |         | 7.3               | 18,73                           | 40,89                         | 32,44              | 61,63           |   |
|                  |         | 7.4               | 13,26                           | 32,57                         | 24,97              | 64,90           |   |
| 5,50             | 8       | 8.1               | 85,54                           | 121,25                        | 108,55             | 55,19           | 58,81                                       |
|                  |         | 8.2               | 77,90                           | 117,43                        | 102,94             | 57,87           |   |
|                  |         | 8.3               | 78,44                           | 117,67                        | 102,51             | 62,98           |   |
|                  |         | 8.4               | 14,16                           | 30,31                         | 24,10              | 62,47           |   |

É de referir que para as amostras 1 e 2 não se obteve o parâmetro em causa porque seria necessário uma grande quantidade de solo para a realização do ensaio. Como se tratam de duas amostras com grande quantidade de material granular (areia) e dado que para a aferição deste parâmetro apenas se utiliza a fracção abaixo do peneiro nº 40, a realização deste ensaio colocaria em causa a realização de outros ensaios necessários para a obtenção de outros parâmetros.

#### A.2.4.2. Limite de Plasticidade

Na Tabela A.5 são apresentados os resultados obtidos no ensaio para aferição do limite de plasticidade. Também para este parâmetro não se obteve resultados para as amostras 1 e 2. O motivo para este acontecimento é o mesmo já referido para o ensaio de liquidez.

Tabela A.5 Tratamento de dados para obtenção do Limite de Plasticidade

| Profundidade (m) | Amostra | Massa Cápsula (g) | Massa Cápsula + Solo húmido (g) | Massa Cápsula + Solo seco (g) | w <sub>P</sub> (%) | w <sub>Pmédio</sub> (%) |
|------------------|---------|-------------------|---------------------------------|-------------------------------|--------------------|-------------------------|
| 0,20             | 1       | 1.1               | -                               | -                             | -                  | -                       |
|                  |         | 1.2               | -                               | -                             | -                  |                         |
|                  |         | 1.3               | -                               | -                             | -                  |                         |
| 1,00             | 2       | 2.1               | -                               | -                             | -                  | -                       |
|                  |         | 2.2               | -                               | -                             | -                  |                         |
|                  |         | 2.3               | -                               | -                             | -                  |                         |
| 1,75             | 3       | 3.1               | 4,82                            | 10,34                         | 9,49               | 19                      |
|                  |         | 3.2               | 4,83                            | 8,79                          | 8,18               |                         |
|                  |         | 3.3               | 4,82                            | 8,23                          | 7,68               |                         |
| 2,50             | 4       | 4.1               | 4,86                            | 10,55                         | 9,52               | 22                      |
|                  |         | 4.2               | 4,83                            | 9,25                          | 8,45               |                         |
|                  |         | 4.3               | 4,84                            | 10,77                         | 9,71               |                         |
| 3,25             | 5       | 5.1               | 12,92                           | 17,20                         | 16,20              | 31                      |
|                  |         | 5.2               | 13,00                           | 16,91                         | 16,00              |                         |
|                  |         | 5.3               | 13,28                           | 18,10                         | 16,96              |                         |
| 4,00             | 6       | 6.1               | 29,01                           | 32,62                         | 31,73              | 33                      |
|                  |         | 6.2               | 14,18                           | 19,09                         | 17,87              |                         |
|                  |         | 6.3               | 12,87                           | 16,73                         | 15,77              |                         |
| 4,75             | 7       | 7.1               | 13,20                           | 16,36                         | 15,59              | 32                      |
|                  |         | 7.2               | 19,40                           | 21,82                         | 21,25              |                         |
|                  |         | 7.3               | 18,74                           | 22,23                         | 21,38              |                         |
| 5,50             | 8       | 8.1               | 27,21                           | 31,60                         | 30,56              | 31                      |
|                  |         | 8.2               | 26,45                           | 30,39                         | 29,48              |                         |
|                  |         | 8.3               | 28,44                           | 32,84                         | 31,76              |                         |

### A.2.5. Ensaio Edométrico

Os parâmetros do solo a obter da realização do ensaio edométrico e com relevância para o trabalho em causa são: o  $C_c$  índice de compressão, o  $C_r$  índice de recompressão, o  $c_v$  índice de consolidação e o  $m_v$  coeficiente de compressibilidade volumétrica. Em seguida referem-se os métodos e expressões utilizados para a sua obtenção.

O cálculo  $C_c$  e  $C_r$  não é mais do que o cálculo do declive dos ramos de compressão e recompressão visíveis nos gráficos, em escala semi-logarítmica, que relacionam o índice de vazios com as tensões utilizadas para o carregamento das amostras de solo durante o ensaio. Por se tratarem de amostras moldadas é de esperar que o ramo de recompressão seja semelhante ao correspondente à compressão da amostra, já que o solo perdeu a estrutura que detinha “in situ”. Assim, opta-se por utilizar o declive da zona do gráfico correspondente ao primeiro ciclo de descarregamento, como assinalado na Figura A.8 com a recta a vermelho. O índice de compressão é calculado através do declive do ramo assinalado a azul na mesma figura.

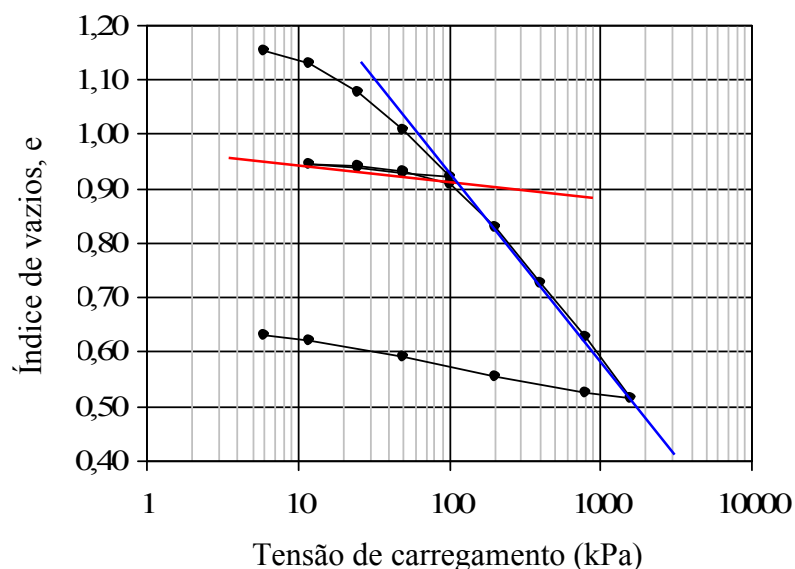


Figura A.8 Ramos para a obtenção dos índices de recompressão e compressão do solo

A determinação do coeficiente de consolidação vertical,  $c_v$ , é conseguida através da aplicação do método de Taylor descrito por Matos Fernandes (2006). Neste método, as leituras obtidas para cada carregamento do ensaio edométrico são representados num gráfico com os deslocamentos verticais nas ordenadas  $U_z$  e a raiz quadrada do tempo nas abcissas. O tratamento a realizar aos dados introduzidos no gráfico é representado na Figura A.9, em que



é visível a construção de uma recta tangente ao tramo inicial do gráfico (recta a vermelho) e de uma recta em que a sua distância à anterior é obtida da relação  $AC=1,15 \times AB$  (recta a azul), sendo os pontos A, B e C apresentados na Figura A.9.

A intersecção desta segunda recta com o gráfico corresponde a um assentamento de 90% e o tempo em que este ocorre. O coeficiente de consolidação vertical é dado pela Equação (A.3) em que  $H_a$  corresponde à altura inicial da amostra consolidada no ensaio edométrico e  $t_{90}$  tempo em que ocorre 90% da consolidação.

$$c_v = 0,848 \times \frac{H_a^2}{t_{90}} \quad (A.3)$$

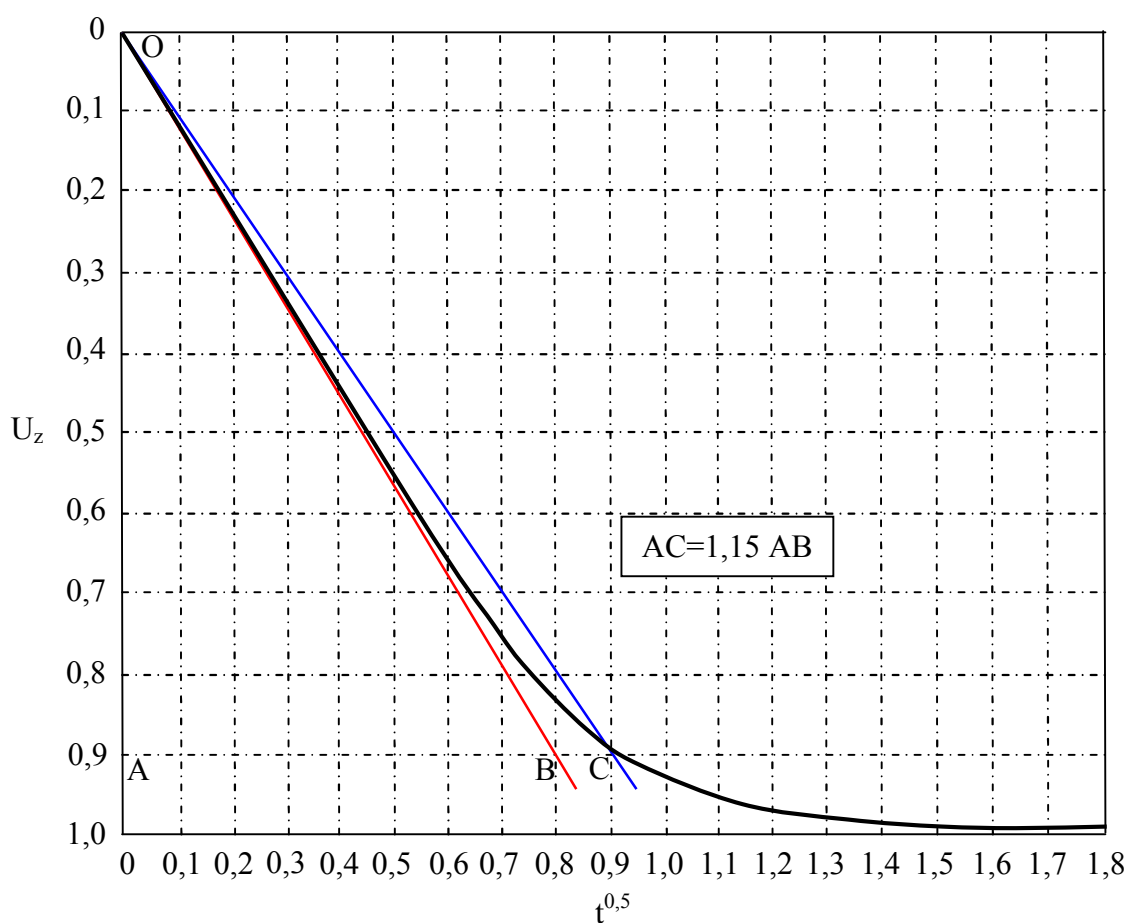


Figura A.9 Aplicação do Método de Taylor (adaptado de Matos Fernandes (2006))

Por fim, para a obtenção do  $m_v$  utilizou-se as relações expressas nas Equações A.4 e A.5 em que  $e_0$  é o índice de vazios inicial da amostra,  $a_v$  coeficiente de compressibilidade,  $\Delta e$  variação do índice de vazios e  $\Delta \sigma_v'$  variação da tensão vertical aplicada no ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2006)

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right| \quad (\text{A.4})$$

$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} a_v \quad (\text{A.5})$$

### A.2.6. Ensaio Corte Directo

Este é o ensaio que permite aferir as propriedades resistentes do solo em estudo. Os parâmetros obtidos são o ângulo de atrito e a coesão. Os parâmetros obtidos são em tensões totais, pois utilizou-se uma velocidade de ensaio de 1 mm/min, demasiado elevada, para permitir a dissipação dos excessos de pressão intersticial durante o tempo do ensaio.

Para a obtenção dos parâmetros referidos, as leituras dos deslocamentos normais e tangenciais, e da força tangencial, aplicados na amostra de solo são relacionados com a tensão normal pré-estabelecida para cada ensaio. Assim, é possível a determinação do rácio  $\tau/\sigma_n$  que, quando é máximo, corresponde à rotura da amostra de ensaio. Para os valores máximos calculam-se as tensões normais e tangenciais e representam-se num gráfico como o da Figura A.10. A equação da recta que melhor se ajusta permite a obtenção da coesão (ordenada na origem). O declive da recta corresponde ao ângulo de atrito correspondente.

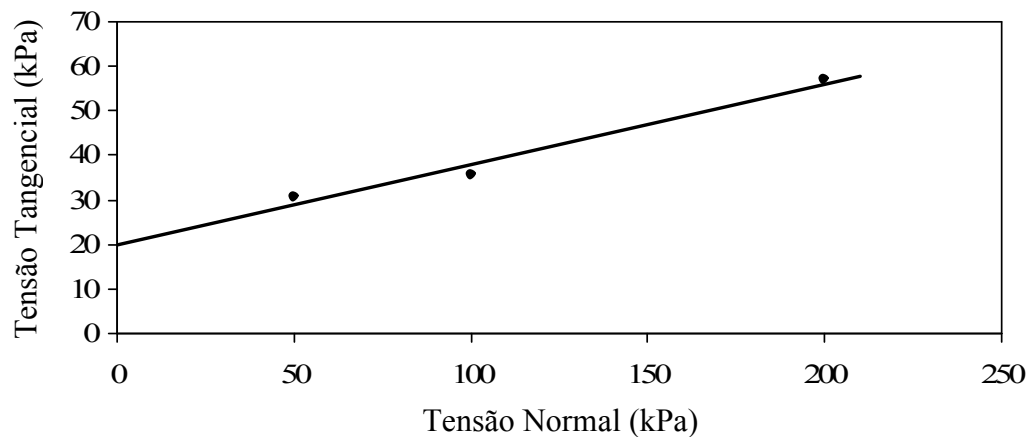


Figura A.10 Gráfico para a obtenção dos parâmetros resistentes do solo

## Anexo B: DIMENSIONAMENTO

### B.1. Verificação da estabilidade externa

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos no processo de verificação da estabilidade externa realizado nos diversos casos de estudo. Os mecanismos de rotura estudados são: a capacidade de carga do solo de fundação, o escorregamento pela base do muro, o derrubamento e o escorregamento global. Na Tabela B.1 são apresentados os casos de estudo e as suas variantes consideradas, referindo-se qual o perfil do muro, o tipo de solo do muro e o tipo de solo da fundação constituinte. Nas Figuras B.1, B.2 e B.3 são ilustrados os perfis correspondentes a cada caso de estudo.

Tabela B.1 Casos de estudo dimensionados

| Caso de Estudo   | Perfil        | Solo do muro        | Solo da fundação    |
|------------------|---------------|---------------------|---------------------|
| A1 <sub>C1</sub> | Geral         | Granular            | Fino – Combinação 1 |
| A1 <sub>C2</sub> | Geral         | Granular            | Fino – Combinação 2 |
| A2 <sub>C1</sub> | Geral         | Fino – Combinação 1 | Fino – Combinação 1 |
| A2 <sub>C2</sub> | Geral         | Fino – Combinação 2 | Fino – Combinação 2 |
| B1 <sub>C1</sub> | Marinha da UA | Fino – Combinação 1 | Fino – Combinação 1 |
| B1 <sub>C2</sub> | Marinha da UA | Fino – Combinação 2 | Fino – Combinação 2 |
| B2 <sub>C1</sub> | Marinha da UA | Fino – Combinação 1 | Fino – Combinação 1 |
| B2 <sub>C2</sub> | Marinha da UA | Fino – Combinação 2 | Fino – Combinação 2 |

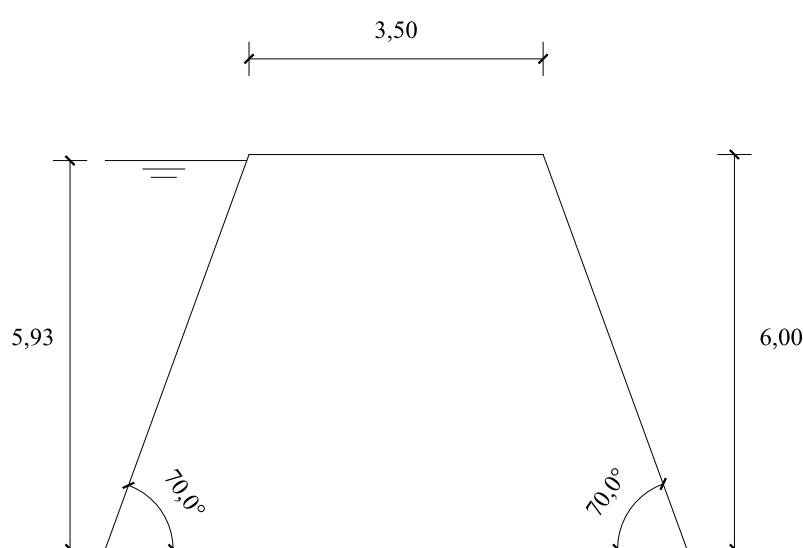


Figura B.1 Perfil de dimensionamento para o Caso A1 e A2

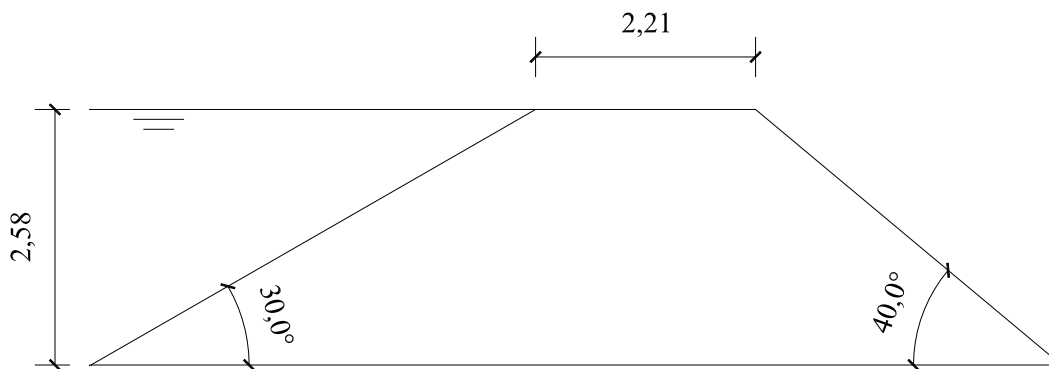


Figura B.2 Perfil para a verificação da estabilidade externa para o Caso B1

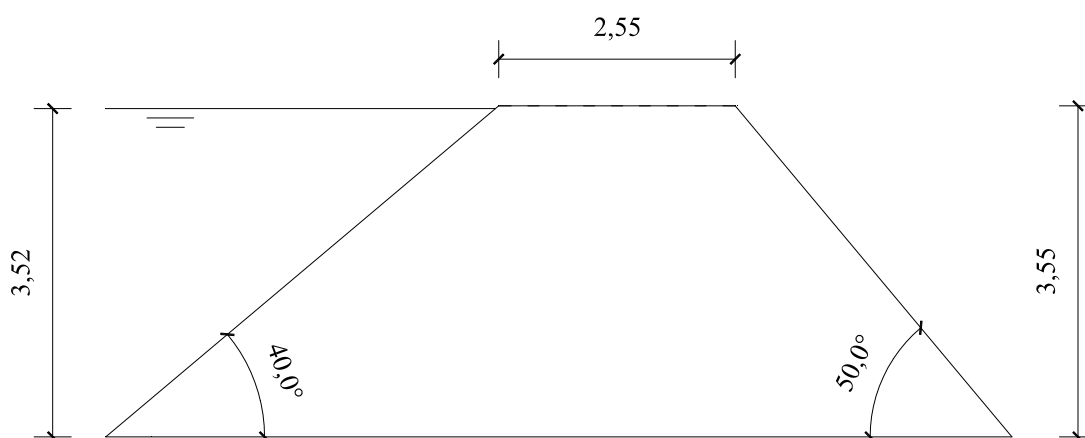


Figura B.3 Perfil de dimensionamento para o Caso B2

### B.1.1. Verificação da capacidade de carga do solo de fundação

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos para a verificação da capacidade de carga do solo de fundação (Tabela B.2). Este mecanismo foi verificado para as diferentes abordagens de cálculo previstas pela norma EN 1997-1: 2004 E. Como referido na secção 2.6.6 estas abordagens têm diferentes combinações de coeficientes de segurança a usar para a verificação dos estados limites últimos. Assim, DA1(C1) corresponde à combinação de coeficientes 1 da abordagem de cálculo 1, DA1(C2) à combinação de coeficientes 2 para a mesma abordagem de cálculo, DA2 à abordagem de cálculo 2 e DA3 à abordagem de cálculo 3. Note-se que DA1(C2)=DA3 apenas para o caso de obras geotécnicas. Outros símbolos que importa referir o que significam são:  $\gamma_{G,desf}$  coeficiente de segurança parcial para cargas permanentes desfavoráveis,  $\gamma_{G,fav}$  coeficiente de segurança parcial para cargas permanentes favoráveis, TT tensões totais, TE tensões efectivas,  $V_c$  esforço vertical de cálculo aplicado na fundação e  $Q_{adm}$  carga admissível para o solo de fundação.

Tabela B.2 Resultados da verificação da capacidade de carga da fundação

| Caso de Estudo   | Tipo de tensão de verificação | Parâmetro (kN/m) | Abordagem de cálculo |                   |                    |                   |                    |                   | Verifica? |
|------------------|-------------------------------|------------------|----------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|-----------|
|                  |                               |                  | DA1(C1)              |                   | DA1(C2)=DA3        |                   | DA2                |                   |           |
|                  |                               |                  | $\gamma_{G,desf.}$   | $\gamma_{G,fav.}$ | $\gamma_{G,desf.}$ | $\gamma_{G,fav.}$ | $\gamma_{G,desf.}$ | $\gamma_{G,fav.}$ |           |
| A1 <sub>C1</sub> | TT                            | V <sub>c</sub>   | 972,3                | 757,4             | 738,3              | 738,3             | 972,3              | 757,4             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 1584,2               | 1467,7            | 2163,2             | 2163,2            | 1131,6             | 1048,4            |           |
|                  | TE                            | V <sub>c</sub>   | 972,3                | 757,4             | 738,3              | 738,3             | 972,3              | 757,4             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 5992,8               | 3095,4            | 4208,9             | 4208,9            | 4280,6             | 3690,0            |           |
| A1 <sub>C2</sub> | TT                            | V <sub>c</sub>   | 972,3                | 757,4             | 738,3              | 738,3             | 972,3              | 757,4             | Não       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 681,0                | 615,8             | 1066,4             | 1066,4            | 486,4              | 439,9             |           |
|                  | TE                            | V <sub>c</sub>   | 972,3                | 757,4             | 738,3              | 738,3             | 972,3              | 757,4             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 8752,6               | 1104,5            | 7852,2             | 7852,2            | 6251,8             | 5638,4            |           |
| A2 <sub>C1</sub> | TT                            | V <sub>c</sub>   | 611,7                | 491,1             | 471,6              | 471,6             | 611,7              | 491,1             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 1949,4               | 1125,3            | 1754,7             | 1754,7            | 915,8              | 803,8             |           |
|                  | TE                            | V <sub>c</sub>   | 611,7                | 491,1             | 471,6              | 471,6             | 611,7              | 491,1             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 4186,1               | 1938,1            | 2879,5             | 2879,5            | 2990,1             | 2344,1            |           |
| A2 <sub>C2</sub> | TT                            | V <sub>c</sub>   | 611,7                | 491,1             | 471,6              | 471,6             | 611,7              | 491,1             | Não       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 1169,6               | 415,4             | 824,6              | 824,6             | 358,9              | 296,7             |           |
|                  | TE                            | V <sub>c</sub>   | 611,7                | 491,1             | 471,6              | 471,6             | 611,7              | 491,1             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 6798,5               | 671,2             | 6184,0             | 6184,0            | 4856,0             | 4155,6            |           |
| B1 <sub>C1</sub> | TT                            | V <sub>c</sub>   | 328,4                | 273,8             | 258,1              | 258,1             | 328,4              | 273,8             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 2330,6               | 2075,6            | 2718,5             | 2718,5            | 1569,6             | 1383,0            |           |
|                  | TE                            | V <sub>c</sub>   | 328,4                | 273,8             | 258,1              | 258,1             | 328,4              | 273,8             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 7251,6               | 4127,1            | 5221,9             | 5221,9            | 5179,7             | 4530,0            |           |
| B1 <sub>C2</sub> | TT                            | V <sub>c</sub>   | 328,4                | 273,8             | 258,1              | 258,1             | 328,4              | 273,8             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 1398,4               | 1193,0            | 1585,3             | 1585,3            | 903,7              | 793,1             |           |
|                  | TE                            | V <sub>c</sub>   | 328,4                | 273,8             | 258,1              | 258,1             | 328,4              | 273,8             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 10283,6              | 1467,9            | 9168,1             | 9168,1            | 7345,4             | 6406,0            |           |
| B2 <sub>C1</sub> | TT                            | V <sub>c</sub>   | 444,8                | 367,5             | 348,0              | 348,0             | 444,8              | 367,5             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 2615,8               | 2261,6            | 2983,7             | 2983,7            | 1684,7             | 1519,9            |           |
|                  | TE                            | V <sub>c</sub>   | 444,8                | 367,5             | 348,0              | 348,0             | 444,8              | 367,5             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 7483,4               | 4083,8            | 5531,1             | 5531,1            | 5345,3             | 4699,2            |           |
| B2 <sub>C2</sub> | TT                            | V <sub>c</sub>   | 444,8                | 367,5             | 348,0              | 348,0             | 444,8              | 367,5             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 1569,5               | 1255,3            | 1701,6             | 1701,6            | 937,3              | 840,6             |           |
|                  | TE                            | V <sub>c</sub>   | 444,8                | 367,5             | 348,0              | 348,0             | 444,8              | 367,5             | Sim       |
|                  |                               | Q <sub>adm</sub> | 11232,2              | 1524,4            | 10178,8            | 10178,8           | 8023,0             | 7159,1            |           |

### B.1.2. Verificação do escorregamento pela base do muro

Para este mecanismo de rotura procedeu-se à verificação da estabilidade recorrendo à mesma abordagem utilizada para a capacidade de carga. Os resultados obtidos são referidos na Tabela B.3.

Tabela B.3 Resultados da verificação do escorregamento pela base

| Caso de Estudo | Tipo de tensão de verificação | Parâmetro (kN/m)          | Abordagem de cálculo |                   |                    |                   |                    |                   | Verifica? |
|----------------|-------------------------------|---------------------------|----------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|-----------|
|                |                               |                           | DA1(C1)              |                   | DA1(C2)=DA3        |                   | DA2                |                   |           |
|                |                               |                           | $\gamma_{G,desf.}$   | $\gamma_{G,fav.}$ | $\gamma_{G,desf.}$ | $\gamma_{G,fav.}$ | $\gamma_{G,desf.}$ | $\gamma_{G,fav.}$ |           |
| A1C1           | TT                            | T <sub>resistências</sub> | 196,7                | 196,7             | 245,9              | 245,9             | 196,7              | 196,7             | Não       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 258,7                | 258,7             | 224,2              | 224,2             | 258,7              | 258,7             |           |
|                | TE                            | T <sub>resistências</sub> | 614,1                | 614,1             | 384,3              | 384,3             | 614,1              | 614,1             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 223,3                | 223,3             | 200,8              | 200,8             | 223,3              | 223,3             |           |
| A1C2           | TT                            | T <sub>resistências</sub> | 118,0                | 118,0             | 147,5              | 147,5             | 118,0              | 118,0             | Não       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 258,7                | 258,7             | 224,2              | 224,2             | 258,7              | 258,7             |           |
|                | TE                            | T <sub>resistências</sub> | 514,1                | 514,1             | 441,6              | 441,6             | 514,1              | 514,1             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 239,6                | 239,6             | 211,2              | 211,2             | 239,6              | 239,6             |           |
| A2C1           | TT                            | T <sub>resistências</sub> | 196,7                | 196,7             | 245,9              | 245,9             | 196,7              | 196,7             | Não       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 258,7                | 258,7             | 224,2              | 224,2             | 258,7              | 258,7             |           |
|                | TE                            | T <sub>resistências</sub> | 368,7                | 368,7             | 245,9              | 245,9             | 368,7              | 368,7             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 223,3                | 223,3             | 200,8              | 200,8             | 223,3              | 223,3             |           |
| A2C2           | TT                            | T <sub>resistências</sub> | 118,0                | 118,0             | 147,5              | 147,5             | 118,0              | 118,0             | Não       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 258,7                | 258,7             | 224,2              | 224,2             | 258,7              | 258,7             |           |
|                | TE                            | T <sub>resistências</sub> | 381,7                | 381,7             | 364,3              | 364,3             | 381,7              | 381,7             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 239,6                | 239,6             | 211,2              | 211,2             | 239,6              | 239,6             |           |
| B1C1           | TT                            | T <sub>resistências</sub> | 243,8                | 243,8             | 304,8              | 304,8             | 243,8              | 243,8             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 49,0                 | 49,0              | 42,4               | 42,4              | 49,0               | 49,0              |           |
|                | TE                            | T <sub>resistências</sub> | 210,2                | 210,2             | 165,4              | 165,4             | 210,2              | 210,2             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 26,6                 | 26,6              | 27,7               | 27,7              | 26,6               | 26,6              |           |
| B1C2           | TT                            | T <sub>resistências</sub> | 146,3                | 146,3             | 182,9              | 182,9             | 146,3              | 146,3             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 49,0                 | 49,0              | 42,4               | 42,4              | 49,0               | 49,0              |           |
|                | TE                            | T <sub>resistências</sub> | 339,9                | 339,9             | 373,9              | 373,9             | 339,9              | 339,9             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 36,9                 | 36,9              | 34,2               | 34,2              | 36,9               | 36,9              |           |
| B2C1           | TT                            | T <sub>resistências</sub> | 244,0                | 244,0             | 305,0              | 305,0             | 244,0              | 244,0             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 91,2                 | 91,2              | 79,0               | 79,0              | 91,2               | 91,2              |           |
|                | TE                            | T <sub>resistências</sub> | 269,3                | 269,3             | 181,7              | 181,7             | 269,3              | 269,3             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 65,4                 | 65,4              | 62,0               | 62,0              | 65,4               | 65,4              |           |
| B2C2           | TT                            | T <sub>resistências</sub> | 146,4                | 146,4             | 183,0              | 183,0             | 146,4              | 146,4             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 91,2                 | 91,2              | 79,0               | 79,0              | 91,2               | 91,2              |           |
|                | TE                            | T <sub>resistências</sub> | 371,9                | 371,9             | 326,8              | 326,8             | 371,9              | 371,9             | Sim       |
|                |                               | T <sub>acções</sub>       | 77,2                 | 77,2              | 69,5               | 69,5              | 77,2               | 77,2              |           |

Nesta é verificado se as forças resistentes ao deslizamento com a direcção da base do muro,  $T_{\text{resistências}}$ , são maiores que as forças com a direcção da base do muro que provocam o deslizamento devidas às acções,  $T_{\text{acções}}$ .

### B.1.3. Verificação do muro ao derrubamento

A verificação ao derrubamento do muro é realizada para um estado limite do tipo (EQU), logo, esta é realizada apenas para a combinação de coeficientes de segurança referida na norma EN 1997-1: 2004 E. Neste mecanismo verifica-se se os momentos resistentes as derrubamento,  $M_{\text{resistências}}$ , são maiores que os momentos provocados pelas acções,  $M_{\text{acções}}$ .

Tabela B.4 Resultados da verificação ao derrubamento

| Caso de Estudo | Parâmetros<br>(kN.m/m)    | Valores obtidos | Verifica? |
|----------------|---------------------------|-----------------|-----------|
| A1             | $M_{\text{resistências}}$ | 2656,5          | Sim       |
|                | $M_{\text{acções}}$       | 112,6           |           |
| A2             | $M_{\text{resistências}}$ | 1490,6          | Sim       |
|                | $M_{\text{acções}}$       | 112,6           |           |
| B1             | $M_{\text{resistências}}$ | 788,9           | Sim       |
|                | $M_{\text{acções}}$       | 776,3           |           |
| B2             | $M_{\text{resistências}}$ | 1123,3          | Sim       |
|                | $M_{\text{acções}}$       | 910,5           |           |

### B.1.4. Verificação do escorregamento global do muro

Neste mecanismo de rotura, como referido na secção 2.6.5, optou-se por utilizar um coeficiente de segurança global igual a 1,5 para a sua verificação. Os cálculos foram realizados através da ferramenta informática Slope/W e os resultados obtidos para os diferentes casos de estudo podem ser consultados nas Tabelas B.5, B.6, B.7 e B.8.

Tabela B.5 Resultados da verificação ao escorregamento global Caso A1

| Caso de estudo     | Tipo de tensões de verificação | Propriedades do Solo   | Propriedades do Geossintético   | Perfil de verificação | FS   | Verifica? |
|--------------------|--------------------------------|--|---|-----------------------|------|-----------|
| A1 <sub>C1</sub>   | TE                             | Solo do muro<br>$\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=33^\circ$<br>$c'=0 \text{ kPa}$                 | $0 < H < 3\text{m}$<br>$F_\varepsilon=48 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |                       | 3,44 | Sim       |
| A1 <sub>C1.1</sub> |                                | Solo da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=34^\circ$<br>$c'=7 \text{ kPa}$  | $3 < H < 6\text{m}$<br>$F_\varepsilon=33 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,6 \text{ m}$ |                       | 0,28 | Não       |
| A1 <sub>C2</sub>   | TE                             | Solo do muro<br>$\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=33^\circ$<br>$c'=0 \text{ kPa}$                 | $0 < H < 3\text{m}$<br>$F_\varepsilon=48 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |                       | 3,27 | Sim       |
|                    |                                | Solo da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=20^\circ$<br>$c'=27 \text{ kPa}$ | $3 < H < 6\text{m}$<br>$F_\varepsilon=33 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,6 \text{ m}$ |                       |      |           |
| A1 <sub>C1</sub>   | TT                             | Solo do muro<br>$\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=33^\circ$<br>$c'=0 \text{ kPa}$                 | $0 < H < 3\text{m}$<br>$F_\varepsilon=48 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |                       | 0,87 | Não       |
|                    |                                | Solo da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$c_u=15 \text{ kPa}$                    | $3 < H < 6\text{m}$<br>$F_\varepsilon=33 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,6 \text{ m}$ |                       |      |           |
| A1 <sub>C2</sub>   | TT                             | Solo do muro<br>$\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=33^\circ$<br>$c'=0 \text{ kPa}$                 | $0 < H < 3\text{m}$<br>$F_\varepsilon=48 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |                       | 1,55 | Sim       |
|                    |                                | Solo da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$c_u=25 \text{ kPa}$                    | $3 < H < 6\text{m}$<br>$F_\varepsilon=33 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,6 \text{ m}$ |                       |      |           |



Tabela B.6 Resultados da verificação ao escorregamento global Caso A2

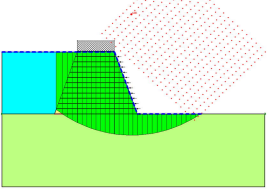
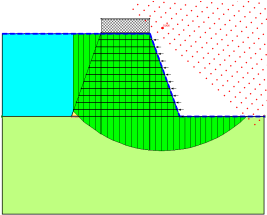
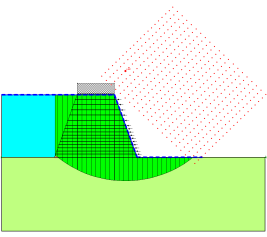
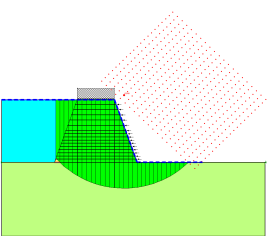
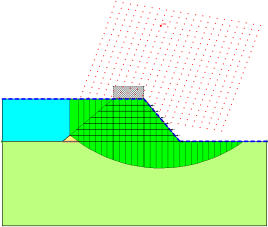
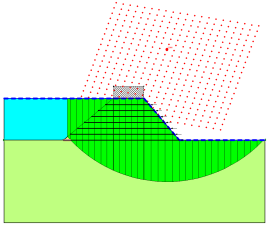
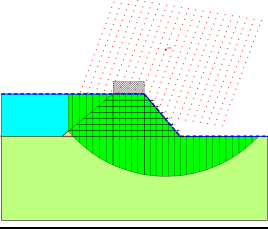
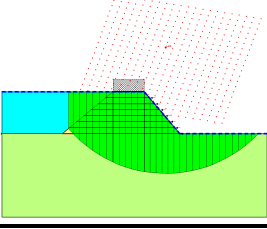
| Caso de estudo   | Tipo de tensões de verificação | Propriedades do Solo   | Propriedades do Geossintético  | Perfil de verificação  | FS   | Verifica? |
|------------------|--------------------------------|--|--|--|------|-----------|
| A2 <sub>C1</sub> | TE                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=34^\circ$<br>$c'=7 \text{ kPa}$  | $F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$   |    | 1,52 | Sim       |
| A2 <sub>C1</sub> | TT                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$c_u=25 \text{ kPa}$                    | $F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$   |    | 0,91 | Não       |
| A2 <sub>C2</sub> | TE                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=20^\circ$<br>$c'=27 \text{ kPa}$ | $0 < H < 3\text{m}$<br>$F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,3 \text{ m}$<br>$3 < H < 6\text{m}$<br>$F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5\text{m}$   |   | 1,59 | Sim       |
| A2 <sub>C2</sub> | TT                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$c_u=15 \text{ kPa}$                    | $0 < H < 3\text{m}$<br>$F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,3 \text{ m}$<br>$3 < H < 6\text{m}$<br>$F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |  | 0,54 | Não       |

Tabela B.7 Resultados da verificação ao escorregamento global Caso B1

| Caso de estudo   | Tipo de tensões de verificação | Propriedades do Solo   | Perfil de verificação | FS   | Verifica? |
|------------------|--------------------------------|--|-----------------------|------|-----------|
| B1 <sub>C1</sub> | TE                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=34^\circ$<br>$c'=7 \text{ kPa}$  |                       | 1,14 | Não       |
| B1 <sub>C2</sub> | TE                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=20^\circ$<br>$c'=27 \text{ kPa}$ |                       | 2,79 | Sim       |
| B1 <sub>C1</sub> | TT                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$c_u=25 \text{ kPa}$                    |                       | 2,32 | Sim       |
| B1 <sub>C2</sub> | TT                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$c_u=15 \text{ kPa}$                    |                       | 1,39 | Não       |

Tabela B.8 Resultados da verificação ao escorregamento global Caso B2

| Caso de estudo   | Tipo de tensões de verificação | Propriedades do Solo   | Propriedades do Geossintético                | Perfil de verificação  | FS   | Verifica? |
|------------------|--------------------------------|--|--|--|------|-----------|
| B2 <sub>C1</sub> | TE                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=34^\circ$<br>$c'=7 \text{ kPa}$  | $F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |    | 2,28 | Sim       |
| B2 <sub>C1</sub> | TT                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$c_u=25 \text{ kPa}$                    | $F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |    | 2,07 | Sim       |
| B2 <sub>C2</sub> | TE                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$\phi'=20^\circ$<br>$c'=27 \text{ kPa}$ | $F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |   | 3,31 | Sim       |
| B2 <sub>C2</sub> | TT                             | Solo do muro e da fundação<br>$\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$<br>$c_u=15 \text{ kPa}$                    | $F_e=57 \text{ kN/m}$<br>$e_v=0,5 \text{ m}$ |  | 1,21 | Não       |